



TUGAS AKHIR - RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA

DENNY
NRP 3113 100 052

Dosen Pembimbing :
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO, M.Sc.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC141501

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA

DENNY
NRP 3113 100 052

Dosen Pembimbing :
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO, M.Sc.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT - RC141501

PLANNING MODIFICATION OF OFFICE ONE GALAXY
STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES
(EBF) SYSTEM AT YOGYAKARTA

DENNY
NRP 3113 100 052

Major Supervisor
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO, M.Sc.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1 Reguler
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

DENNY

NRP. 3113 100 052

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

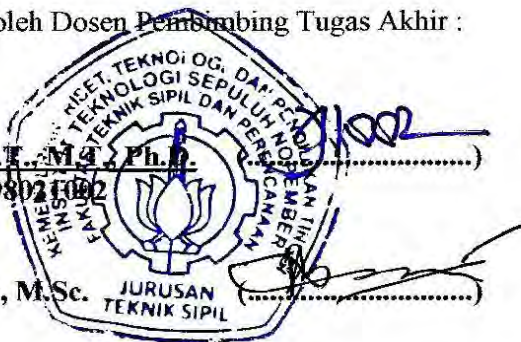
Pembimbing I :

Budi Suswanto, S.T., M.Eng., Ph.D.

NIP. 197301281998021002

Pembimbing II :

Ir. R. Soewardjo, M.Sc.



**SURABAYA
JANUARI, 2017**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA

Nama Mahasiswa : DENNY
NRP : 3113 100 052
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, M.Sc.

Abstrak

Kebutuhan properti di Indonesia meningkat pesat. Tingginya kebutuhan ini menyebabkan banyak *Superblock* dibangun. Salah satu gedung yang termasuk dalam *Superblock* One Galaxy adalah Gedung Office One Galaxy. Gedung perkantoran ini mempunyai 25 lantai. Gedung dengan kapasitas besar dibutuhkan di kota-kota besar di Indonesia seperti Yogyakarta. Yogyakarta merupakan salah satu kota rawan gempa sehingga dilakukan modifikasi terhadap gedung perkantoran ini menggunakan alternatif struktur baja, terutama sistem rangka pengaku eksentris, yang dapat menahan gaya lateral gempa.

Dalam Tugas Akhir ini, dilakukan perencanaan struktur EBF meliputi perencanaan struktur sekunder, primer dan pondasi yang mengacu pada PPIUG 1983, SNI 1729:2002, SNI 1729:2015, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013 dan lain-lain. Analisa struktur dilakukan dengan software ETABS 2015.

Hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap dan lantai 9 cm, dimensi balok induk perkantoran WF 600.300.14.23, dimensi balok induk diluar link WF800.300.14.26, Dimensi kolom HSS 750.750.25.25, dimensi bresing WF300.300.10.15, *base plate* menggunakan *Mild Steel Plates* dari katalog Continental Steel dan panjang elemen *link* direncanakan 100 cm. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan mutu tinggi dengan baut f_u^b 825 Mpa. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton WIKA diameter 60 cm dengan kedalaman 38 m. Basement menggunakan retaining wall tebal 15 cm dan tebal pelat lantai basement 27 cm.

Kata Kunci: *Modifikasi, One Galaxy, Yogyakarta , Baja, Sistem Rangka Pengaku Eksentris, EBF*

Halaman ini sengaja dikosongkan

PLANNING MODIFICATION OF ONE GALAXY OFFICE STRUCTURE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) SYSTEM AT YOGYAKARTA

Student Name : Denny
Student Registry Number : 3113 100 052
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
Ir. R. Soewardoyo, M.Sc.

Abstract

The needs of property in Indonesia increase significantly. This increase made many developer build superblock structures. One of the building that include in One Galaxy Superblock is One Galaxy Office Building. This Building has 25 floors. The capacity of this building is needed in so many cities in Indonesia like Yogyakarta. Yogyakarta is one of earthquake-prone city that develop very quickly. So, modification of One Galaxy Office Building is using steel structure, especially Eccentrically Braced Frame, that can maintain its structure from lateral force.

In this final assignment, the planning and design of EBF structure that consist of planning of secondary structure, primary structure and foundation that refer from PPIUG 1983, SNI 1729:2002, SNI 1729:2015, SNI 1726:2002, SNI 2847:2013 and etc. Analysis of structure is using ETABS 2015.

From calculating, the results which can be obtained are 9 cm thick plate of roof and floor, WF600.300.14.23 is the dimension of main beam, WF800.300.14.26 is the dimension of beam outside of *link*, HSS 750.750.25.25 is the dimension of column, WF300.300.10.15 dimension of brace, base plate using mild steel plate from catalogue of Continental Steel and Link beam is planned at length of 100 cm. The main splicing structure is planned as rigid connection with high tension bolt F_u^{b825} Mpa. Foundation planning uses concrete pile of WIKA with 60 cm diameter and 38 m depth. Retaining wall with 15 cm depth of concrete is used with thickness of basement plate is 15 cm.

Kata Kunci: *Modification, One Galaxy, Yogyakarta, Steel, Eccentrically Braced Frame, EBF*

This page intentionally left blank

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan yang Maha Esa atas segala berkat dan kasih-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Struktur Office One Galaxy Dengan Sistem Rangka Pengaku Eksentris di Yogyakarta". Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Orang tua dan keluarga terkasih yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi.
3. Bapak Ir. R. Soewardoyo, M.Sc. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi.
4. Teman-teman yang ikut memberikan motivasi dalam tugas akhir ini, Bryan, Daniel, Hanief, SMITS dan teman-teman lain yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Penyusun

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

ABSTRAK.....	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Sistem Rangka Pengaku Eksentris.....	5
2.1.1. Pengertian	5
2.1.2. Konsep Perencanaan Struktur SRPE	6
2.1.3. Gaya pada <i>Link</i>	8
2.1.4. Mekanisme Keruntuhan <i>Link</i>	9

2.1.5. Hubungan Pengaku dan Sudut Rotasi Terhadap Kinerja <i>Link</i>	9
2.1.6. Mekanisme Energi Disipasi pada Link	11
2.2 Balok.....	13
2.3 Kolom Komposit	13
2.4 Pondasi dalam.....	14
BAB III METODOLOGI.....	17
3.1 Diagram Alir	17
3.2 Studi Literatur	18
3.3 Variabel Desain	19
3.4 Preliminary Design	19
3.5 Analisis Pembebanan.....	20
3.5.1 Beban Mati	20
3.5.2 Beban Hidup.....	20
3.5.3 Beban Angin.....	21
3.5.4 Beban Gempa	21
3.5.5 Kombinasi Pembebanan.....	28
3.6 Konsep Perencanaan Struktur Baja	29
3.6.1 Desain Balok	29
3.6.2 Desain Kolom.....	34
3.6.3 Desain Elemen <i>Link</i>	41
3.6.4. Desain Balok dan Bresing diluar <i>Link</i>	42

3.7	Perencanaan Sambungan	44
3.7.1	Sambungan Baut.....	45
3.7.1.1	Jarak Pemasangan Baut	45
3.7.1.2	Kekuatan Baut Memikul Beban Geser	45
3.7.1.3	Kekuatan Baut Memikul Beban Tarik.....	47
3.7.1.4	Baut Tipe Tumpu Menerima Beban Kombinasi Geser dan Tarik.....	47
3.7.2	Sambungan Las.....	48
3.7.2.1	Kekuatan Sambungan Las	48
3.7.2.2	Las Tumpul	48
3.7.2.3	Las Sudut	49
3.8	Perencanaan Base Plate	51
3.9.	Perhitungan Struktur Bawah.....	52
3.9.1	Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	53
3.9.2	Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	55
3.9.3	Perencanaan Basement	57
3.9.3.1	Definisi Dinding Penahan Tanah	57
3.9.3.2	Macam-Macam Dinding Penahan Tanah	58
3.9.3.3	Perhitungan Struktur Dinding Basement	58
3.9.4	Perencanaan Tebal Poer	60

3.9.5	Perencanaan Penulangan Lentur	61
3.10	Penggambaran Gambar Teknik	61
BAB IV HASIL PERENCANAAN		63
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder	63
4.1.1	Perencanaan Pelat	63
4.1.1.1	Perencanaan Pelat Lantai Atap.....	63
4.1.2.1	Perencanaan Pelat Lantai Perkantoran ...	65
4.1.2	Perencanaan Balok Anak.....	67
4.1.2.1	Balok Anak Lantai Atap.....	67
4.1.2.2	Balok Anak Lantai Perkantoran	71
4.1.3	Perencanaan Balok Penggantung Lift 2 <i>Car</i>	75
4.1.3.1	Spesifikasi Lift	75
4.1.3.2	Rencana Balok Penggantung Lift.....	78
4.1.4	Perencanaan Tangga dan Bordes	82
4.1.4.1	Perencanaan Tangga.....	82
4.1.4.2	Perencanaan Pengaku Anak Tangga	85
4.1.4.3	Perencanaan Bordes	87
4.1.4.4	Balok Utama Tangga.....	91
4.1.4.5	Balok Penumpu Tangga	99
4.2	Pemodelan Struktur	
4.2.1	Penjelasan umum.....	103
4.2.2	Pemodelan Struktur pada ETABS 2015	105

4.2.2.1 Data Definisi Material.....	105
4.2.2.2 Data Definisi Elemen Struktur	105
4.2.2.3 Besaran massa	107
4.2.3 Pembebanan Struktur Utama.....	107
4.2.3.1 Berat Total Bangunan.....	110
4.2.3.2 Pembebanan Gempa Dinamis	110
4.2.3.3 Arah Pembebanan	110
4.2.3.4 Parameter Respon Spectrum Rencana....	110
4.2.3.5 Faktor Reduksi Gempa (R)	112
4.2.3.6 Faktor Keutamaan (I)	112
4.2.3.7 Kategori Desain Seismik	114
4.2.3.8 Kombinasi Pembebanan.....	114
4.2.4 Eksentrisitas Bangunan.....	116
4.2.4.1 Ketidakberaturan Horizontal	116
4.2.4.2 Ketidakberaturan Vertikal	117
4.2.4.3 Eksentrisitas	117
4.2.5 Analisis Struktur	118
4.2.5.1 Kontrol Pemodelan Struktur.....	118
4.2.5.2 Kontrol Partisipasi Massa.....	120
4.2.5.3 Kontrol Waktu Getar Fundamental	122
4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum...	124
4.2.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>)	127

4.3	Perencanaan Struktur Primer	133
4.3.1	Perencanaan <i>Link</i>	133
4.3.1.1	Perencanaan <i>Link</i> Arah X	133
4.3.1.2	Perencanaan Pengaku <i>Link</i> Arah X	136
4.3.1.3	Perencanaan <i>Link</i> Arah Y	138
4.3.1.4	Perencanaan Pengaku <i>Link</i> Arah Y	141
4.3.2	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i>	143
4.3.2.1	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i> Arah X.	143
4.3.2.2	Perencanaan Balok Diluar <i>Link</i> Arah Y.	146
4.3.3	Perencanaan Bresing	149
4.3.3.1	Perencanaan Bresing Arah X	149
4.3.3.2	Perencanaan Bresing Arah Y	151
4.3.4	Perencanaan Balok Induk.....	153
4.3.4.1	Perencanaan Balok Induk Arah X.....	153
4.3.4.2	Perencanaan Balok Induk Arah Y	156
4.3.5	Perencanaan Kolom.....	159
4.4	Perencanaan Sambungan	166
4.4.1	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk	166
4.4.2	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga.....	168
4.4.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom.....	171

4.4.4	Sambungan Balok Diluar Link X	
	Dengan Kolom	173
4.4.5	Sambungan Balok Diluar Link Y	
	Dengan Kolom	178
4.4.6	Sambungan Antar Bresing	183
4.4.7	Sambungan Balok Induk Dengan Kolom.....	186
4.4.8	Sambungan Antar Kolom.....	191
4.4.9	Sambungan Kolom Dengan Base Plate.....	193
4.5	Perencanaan Struktur Bawah.....	200
4.5.1	Umum	200
4.5.2	Data Tanah.....	200
4.5.3	Perencanaan Pondasi	200
4.5.4	Daya Dukung Tanah.....	201
	4.5.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang	
	Pancang Tunggal	201
	4.5.4.2 Daya dukung Tanah Tiang	
	Pancang Kelompok.....	205
	4.5.4.3 Repetisi Beban- Beban Diatas	
	Tiang Kelompok.....	205
4.5.5	Perhitungan Pondasi	206
	4.5.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang.....	206
	4.5.5.2 Perhitungan repartisi beban diatas	

tiang kelompok	208
4.5.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom	209
4.5.5.4 Kontrol Geser Pons	209
4.5.5.5 Penulangan Poer	213
4.5.6 Perencanaan Kolom Pedestal.....	217
4.5.7 Perencanaan Basement	219
4.5.7.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah	219
4.5.7.2 Perencanaan Pelat Lantai Basement.....	221
4.5.7.3 Perencanaan <i>Tie Beam</i> Basement	224
BAB V PENUTUP	229
5.1 Kesimpulan.....	229
5.2 Saran	232
DAFTAR PUSTAKA	233
LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Contoh Konfigurasi SRPE.....	5
Gambar 2.2	Mekanisme kelelahan pada Struktur Rangka Pengaku Eksentris	7
Gambar 2.3	Deformasi yang terjadi pada struktur EBF dan CBF	8
Gambar 2.4	<i>Free Body Diagram</i> dan gaya pada <i>link</i>	8
Gambar 2.5	Mekanisme Energi Disipasi.....	12
Gambar 2.6	Pondasi Dangkal $D/B \leq 4$	15
Gambar 3.1	Alur Perancangan Struktur Rangka Pengaku Eksentris	18
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	22
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	22
Gambar 3.4	Contoh Sambungan Balok Kolom (<i>End Plate</i>)	44
Gambar 3.5	Jarak Pemasangan Baut	45
Gambar 3.6	Ilustrasi Las Sudut	49
Gambar 3.7	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	54
Gambar 3.8	Pengaruh Momen Arah X dan Y pada Perhitungan Tiang Pancang Kelompok	56

Gambar 3.9	Contoh Konfigurasi Tiang Pancang	
	Kelompok	57
Gambar 3.10	Tekanan Aktif Pasif Tanah	59
Gambar 4.1	Denah Pelat Lantai Atap	63
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap	65
Gambar 4.3	Denah Pelat Lantai Perkantoran	65
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Perkantoran	67
Gambar 4.5	Denah Balok Lantai Atap	68
Gambar 4.6	Denah Balok Lantai Perkantoran	72
Gambar 4.7	<i>Lift</i>	76
Gambar 4.8	<i>Hoistway Section</i>	77
Gambar 4.9	Model Pembebanan Balok Penggantung	
	<i>Lift</i>	79
Gambar 4.10	Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i>	80
Gambar 4.11	Denah Tangga	83
Gambar 4.12	Pelat Anak Tangga	83
Gambar 4.13	Model Pembebanan Pelat Tangga	85
Gambar 4.14	Denah Bordes	87
Gambar 4.15	Model Pembebanan Balok Utama Tangga	93
Gambar 4.16	Bidang M Balok Tangga	93
Gambar 4.17	Diagram for frame object 1 SAP 2000	94
Gambar 4.18	Diagram for frame object 2 SAP 2000	95

Gambar 4.19	Bidang D tangga.....	96
Gambar 4.20	Bidang N tangga.....	96
Gambar 4.21	Analisa Lendutan Balok Utama Tangga.....	99
Gambar 4.22	Pembebanan Balok Penumpu Tangga	100
Gambar 4.23	Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga	102
Gambar 4.24	Denah Struktur Perkantoran One Galaxy	103
Gambar 4.25	Permodelan Struktur Gedung Perkantoran UNESA	104
Gambar 4.26	Input Define Material pada ETABS 2015 ...	105
Gambar 4.27	Input Pemodelan WF Balok Induk pada ETABS 2015	106
Gambar 4.28	Input Pemodelan Kolom CFT pada ETABS 2015	106
Gambar 4.29	Input Mass Source pada ETABS 2015	107
Gambar 4.30	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta.....	112
Gambar 4.31	Grafik Respon Spektrum Situs E Yogyakarta	113
Gambar 4.32	Pembebanan Gempa Dinamis Arah X.....	113
Gambar 4.33	Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y.....	114
Gambar 4.34	Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2015.	115
Gambar 4.35	Area Pembebanan Kolom yang	

	akan ditinjau	118
Gambar 4.36	Detail Area Pembebanan Kolom yang akan ditinjau	119
Gambar 4.37	Output 1D + 1L dari kolom F-4 pada ETABS 2015	120
Gambar 4.38	Frame Element <i>Link</i> Arah X	133
Gambar 4.39	Gaya Dalam <i>Link</i> Arah X	134
Gambar 4.40	Jarak Pengaku <i>Link</i> Arah X.....	137
Gambar 4.41	Frame Element <i>Link</i> Arah Y	138
Gambar 4.42	Gaya Dalam <i>Link</i> Arah Y	139
Gambar 4.43	Jarak Pengaku <i>Link</i> Arah Y.....	142
Gambar 4.44	Element Balok Diluar <i>Link</i> Arah X.....	143
Gambar 4.45	Element Balok Diluar <i>Link</i> Arah Y.....	146
Gambar 4.46	Gaya Dalam Balok Induk Arah X	154
Gambar 4.47	Gaya Dalam Balok Induk Arah Y	156
Gambar 4.48	Kolom 769 yang ditinjau untuk kontrol	159
Gambar 4.49	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk	166
Gambar 4.50	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga	169
Gambar 4.51	Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom	172

Gambar 4.52	Sambungan Balok Diluar <i>Link X</i> Dengan Kolom	177
Gambar 4.53	Detail Sambungan Balok Diluar <i>Link X</i> Dengan Kolom	177
Gambar 4.54	Sambungan Balok Diluar <i>Link Y</i> Dengan Kolom	182
Gambar 4.55	Detail Sambungan Balok Diluar <i>Link X</i> Dengan Kolom	182
Gambar 4.56	Sambungan Bracing Dengan Pelat Buhul	183
Gambar 4.57	Sambungan Bracing Dengan Balok Induk	184
Gambar 4.58	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	190
Gambar 4.59	Detail Sambungan Balok Induk Dengan Kolom	191
Gambar 4.60	Sambungan Kolom Dengan Kolom.....	193
Gambar 4.61	Arah Beban Sumbu X pada Base Plate	195
Gambar 4.62	Arah Beban Sumbu Y pada Base Plate	196
Gambar 4.63	Base Plate Pada Kolom	199
Gambar 4.64	Tampak Samping Base Plate dan Kolom Pedestal.....	199
Gambar 4.65	Denah Rencana Pondasi.	201
Gambar 4.66	Pondasi Tiang Pancang	207
Gambar 4.67	Geser Pons Akibat Kolom	210

Gambar 4.68	Geser Pons Akibat Tiang Pancang	212
Gambar 4.69	Pembebanan Poer Kolom (Arah Sumbu X) ..	213
Gambar 4.70	Pembebanan Poer Kolom (Arah Sumbu Y) ..	215
Gambar 4.71	Hasil Analisis Kolom Pedestal Dengan Program PCA COL	218
Gambar 4.72	Penulangan Kolom Pedestal	219
Gambar 4.73	Tekanan Tanah Horizontal Pada Pelat Dinding Basement	219
Gambar 4.74	Momen Ultimat pada <i>retaining wall</i>	220
Gambar 4.75	Penampang Sloof 400 x 600.....	228

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara	11
Tabel 3.1	Koefisien Situs Fa	27
Tabel 3.2	Koefisien Situs Fv	27
Tabel 3.3	Klasifikasi Situs.....	29
Tabel 3.4	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	29
Tabel 3.5	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	30
Tabel 3.6	Batas-Batas Pengekang Lateral	35
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gedung.....	54
Tabel 4.1	Tabel Perhitungan N Rata-Rata.....	113
Tabel 4.2	Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak).....	115
Tabel 4.3	Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	116
Tabel 4.4	Perhitungan Tributary Area pada kolom F-4 di Lantai Ground	121
Tabel 4.5	Rasio Partisipasi Massa	123
Tabel 4.6	Periode dan Frekuensi Struktur	124
Tabel 4.7	Reaksi Dasar Struktur ETABS 2015	126
Tabel 4.8	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	128
Tabel 4.9	Kontrol Simpangan Arah X Akibat	

	Gempa Arah X	129
Tabel 4.10	Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Gempa Arah X	131
Tabel 4.11	Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Gempa Arah X	132
Tabel 4.12	Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Gempa Arah Y	133
Tabel 4.13	Nilai N SPT dan nilai N koreksi (N')	203
Tabel 4.14	Hasil Analisis ETABS 2015 untuk kolom	208
Tabel 4.15	Rekapitulasi perhitungan pondasi dan poer...	217
Tabel 4.16	Momen distribusi pada pelat basement	222

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kebutuhan properti di Indonesia meningkat pesat. Salah satu properti yang sedang dibutuhkan adalah gedung perkantoran. Menanggapi tingginya permintaan properti, pembangunan superblok One Galaxy dilaksanakan. *Superblok* One Galaxy ini terdiri atas pusat perbelanjaan, gedung perkantoran, gedung hotel, dan gedung apartment. Dalam modifikasi ini, gedung perkantoran One Galaxy dijadikan objek modifikasi struktur.

Office One Galaxy mempunyai 25 lantai, dimana 5 lantai terbawah merupakan satu gedung kesatuan dengan Mall Galaxy 3. Gedung Office ini mempunyai struktur utama beton bertulang. Selain itu, gedung Office One Galaxy ini juga terintegrasi dengan dua lantai basement yang dijadikan tempat parkir. Gedung perkantoran yang tinggi dengan fasilitas pendukung yang memadai seperti inilah yang dibutuhkan di kota-kota besar di Indonesia

Salah satu kota besar di Indonesia yang mengalami perkembangan properti adalah kota Yogyakarta. Sayangnya, kota Yogyakarta sering dilanda gempa bumi berulang kali. Pada tahun 2006, terjadi gempa bumi yang cukup besar di pesisir selatan kota Yogyakarta. Gempa ini menimbulkan kerusakan struktur yang besar dan didominasi oleh bangunan dengan struktur utama beton. Oleh karena itu, alternatif material yang digunakan untuk perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah baja.

Baja merupakan salah satu material yang daktail. Baja mempunyai sifat dapat memberi perubahan bentuk yang besar (uluran) sebelum mencapai kehancuran. Jika sebuah batang baja lunak dilakukan tes tarik, maka pada penampang kritis akan terjadi pengurangan luas dan uluran yang besar

sebelum putus. Sifat daktil baja juga menimbulkan terjadinya leleh lokal, sehingga dapat menghindari putus tiba-tiba (*premature failure*). Kegagalan tiba-tiba ini dapat dihindarkan karena salah satu bagian dari rangka baja akan dikorbankan apabila terjadi gempa. Maka, rangka baja daktil dibutuhkan untuk perencanaan tahan gempa tanpa merusak struktur secara keseluruhan

Salah satu rangka baja adalah rangka pengaku eksentris (*Eccentrically Braced Frame*). Sistem rangka pengaku eksentris ini diperkenalkan oleh Fujimoto dan Tanabashi di Jepang dari hasil modifikasi sistem rangka pengaku konsentris. Rangka pengaku eksentris ini mampu memindahkan gaya aksial yang terjadi pada batang pengaku ke kolom dan lendutan ke bagian kecil balok. Pemindahan gaya-gaya ini melalui perantara sambungan pengaku dengan balok yang disebut dengan *link*. Sambungan ini mampu memindahkan gaya disipasi akibat gempa pada bangunan secara merata, sehingga bangunan tetap stabil.

Dibutuhkannya alternatif material seperti baja dan gedung perkantoran yang mampu mempertahankan struktur nya terhadap beban gempa Yogyakarta, maka diusulkan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Office One Galaxy dengan Sistem Rangka Pengaku Eksentris di Yogyakarta.”

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1. Permasalahan utama

Bagaimana merencanakan modifikasi struktur Office One Galaxy dengan menggunakan sistem rangka pengaku eksentris?

1.2.2. Rincian permasalahan

1. Bagaimana preliminary design penampang elemen struktur Office One galaxy?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder meliputi pelat, balok anak, tangga?

3. Bagaimana merencanakan struktur primer meliputi balok dan kolom?
4. Bagaimana merencanakan pengaku eksentris dan link?
5. Bagaimana melakukan analisis struktur dengan SAP 2000?
6. Bagaimana merencanakan sambungan?
7. Bagaimana merencanakan pondasi dan poer?
8. Bagaimana menggambarkan hasil perhitungan struktur dalam gambar teknik?

1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi ini adalah

1. Menentukan preliminary design penampang elemen struktur Office One Galaxy.
2. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, dan tangga.
3. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom.
4. Merencanakan pengaku eksentris dan link.
5. Memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantu ETABS 2015.
6. Merencanakan sambungan.
7. Merencanakan pondasi dan penulangan poer.
8. Menggambarkan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

1.4. Batasan Masalah

Modifikasi ini dibatasi

1. Tidak menghitung biaya.
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan proyek.
3. Tidak mempertimbangkan sistem sanitasi dan instalasi listrik gedung.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

5. Perencanaan hanya dibatasi perhitungan struktur perkantoran One Galaxy.

1.5. Manfaat

Manfaat dari modifikasi ini adalah

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja dengan sistem rangka pengaku eksentris.
2. Memberi alternatif sistem struktur yang tahan gempa.

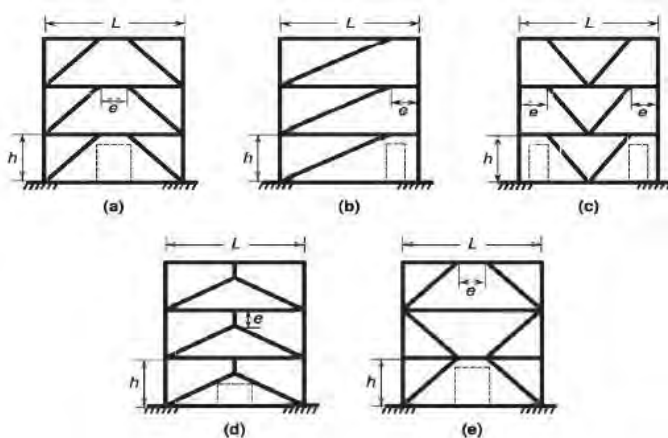
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Sistem Rangka Pengaku Eksentris

2.1.1. Pengertian

Sistem Rangka Pengaku Eksentris (SRPE) adalah suatu sistem rangka dimana beban aksial disalurkan dari pengaku ke kolom atau ke pengaku lain melalui segmen kecil pada balok. Segmen kecil pada balok yang mampu mendisipasi gaya gempa untuk menjaga kestabilan gedung disebut “link”. Link berfungsi sebagai pengaman struktur yang menjaga komponen lain pada struktur tetap aman. Kolom, balok, pengaku pada sistem rangka eksentris didesain agar tidak putus pada kondisi pembebanan ekstrim. Hasil desain ini yang menjadi acuan dalam perencanaan kapasitas beban ultimat link sehingga link didesain sebagai komponen yang paling lemah yang akan rusak terlebih dahulu. (Popov, dkk, 1986).



Gambar 2.1 Contoh konfigurasi SRPE
(Bruneau, dkk, 2011)

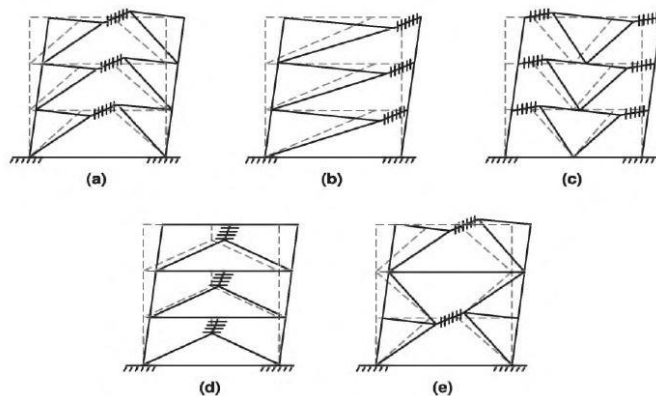
2.1.2. Konsep Perencanaan Struktur SRPE

Dalam mendesain Struktur Rangka Pengaku Eksentris ada beberapa ketentuan yang dapat dipenuhi untuk mendapat kekuatan struktur yang layak:

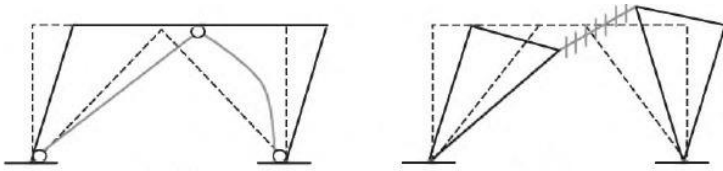
1. Tiga variabel yang harus direncanakan dengan baik adalah konfigurasi pengaku, panjang link, dan profil link yang dipakai (Becker, 1996)
2. Link adalah elemen terlemah dari Sistem Rangka Pengaku Eksentris, dan berfungsi sebagai “fuse” atau sikring yang melindungi komponen lain dari struktur untuk tidak runtuh terlebih dahulu sehingga elemen struktur yang lain seperti balok, kolom, dan sambungan harus lebih kuat dari link (Engelhardt, 2007)
3. Dapat memasang *stiffner* dan pengaku lateral untuk menambah daktilitas (Engelhardt, 2007)
4. Pengecekan pada *link* harus dilakukan untuk memenuhi kriteria daktilitas yang diperlukan
5. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai tabel 15.7-1 (SNI 03-1729-2002)
6. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 Mpa (SNI 03-1729-2002)
7. Mendesain SRPE sesuai dengan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13

Desain SRPE direncanakan untuk dapat menahan beban lateral gempa tanpa mengalami keruntuhan. Mekanisme plastis pada SRPE dapat dilihat pada gambar 2.2. Kelelehan terjadi pada bagian dari balok yaitu *link* dan elemen lain dari struktur seperti balok dan kolom tetap dalam kondisi elastis. Pada gambar 2.3, terdapat perbandingan

Sistem Rangka Pengaku Konsentris dan Sistem Rangka Pengaku Eksentris dalam menerima beban lateral gempa. Pada Sistem Rangka konsentris, pengaku didesain sebagai bagian yang paling lemah atau “*fuse*” struktur. Pada sistem Sistem Rangka Eksentris, *link* menjadi bagian dari balok yang paling lemah untuk menjadi “*fuse*” dari struktur dan harus direncanakan dengan baik sesuai beban lateral gempa yang ada sehingga kekuatan dan daktilitas nya sesuai kebutuhan. Bagian elemen lain dari struktur direncanakan sesuai standard pembebanan gempa untuk tetap dalam kondisi elastis saat gempa (Bruneau, dkk, 2011)



Gambar 2.2. Mekanisme kelelahan pada Struktur Rangka Pengaku Eksentris
(Bruneau, dkk, 2011)



Gambar 2.3. Deformasi yang terjadi pada struktur CBF dan EBF (Bruneau, dkk, 2011)

2.1.3. Gaya pada Link

Gaya-gaya yang bekerja pada link dan hubungan antar momen dan geser pada link berdasarkan titik keseimbangan statis (static equilibrium) dapat dilihat pada gambar 2.4, yaitu pada saat momen pada ujung-ujung link sama besar $M_A = M_B = M$, maka didapatkan persamaan $V_e = 2M$. Pada kasus ini *link* diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat strain hardening dan tidak ada interaksi antara momen dan geser. Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan sebagai berikut

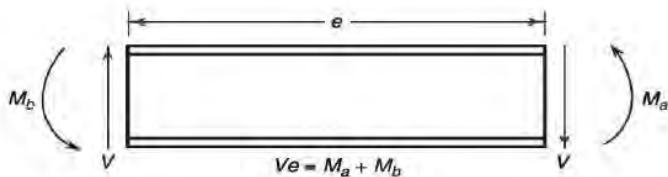
$$e = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2.1)$$

Dimana:

e = Panjang link

M_p = Momen plastis ($Z_x \cdot f_y$)

V_p = Geser plastis ($0,6 \cdot f_y \cdot d \cdot t_w$)



Gambar 2.4. Free Body Diagram dan gaya pada link (Bruneau, dkk, 2011)

2.1.4. Mekanisme Keruntuhan Link

Semakin pendek link, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang link. Untuk link yang sangat pendek, gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0,6 f_y d_{tw}$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x \cdot f_y$, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktail dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web (Yurisman, 2010).

Untuk link yang lebih panjang, momen ujung M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada link panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (flens), compression buckling pada badan (web) dan atau lateral torsional buckling. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung link maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Budiono, 2010)

2.1.5. Hubungan Pengaku dan Sudut Rotasi terhadap Kinerja Link

Pengaku setinggi badan penuh diperlukan pada sisi-sisi ujung link agar bisa mentransfer gaya geser sebaik mungkin tanpa terjadi tekuk badan. Untuk link yang berperilaku sebagai link geser/ pendek, jarak maksimum pengaku badan bagian tengah sangat tergantung pada besaran sudut rotasi link. Semakin besar sudut rotasi link maka akan semakin rapat

pengakunya. Pengaku badan bagian tengah pada link geser ini berfungsi untuk memperlambat terjadinya tekuk geser inelastik pada badan. Sedangkan untuk link yang berperilaku sebagai link lentur/panjang, pengaku badan bagian tengah berfungsi untuk membatasi penurunan kekuatan yang disebabkan tekuk lokal pelat sayap (flange local buckling) dan tekuk lateral torsi.

AISC 2005 mendefinisikan sudut rotasi link (link rotation angle) adalah sudut inelastik diantara link dan balok diluar link ketika total drift (simpangan) tingkat sama dengan simpangan tingkat desain. Sudut rotasi link tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut:

- a) 0,08 radian untuk link yang panjangnya $1,6M_p / V_p$ atau kurang
- b) 0,02 radian untuk link yang panjangnya $2,6M_p / V_p$ atau lebih
- c) Untuk link yang panjangnya antara $1,6M_p / V_p$ dan $2,6M_p / V_p$ ditentukan dengan cara interpolasi linier

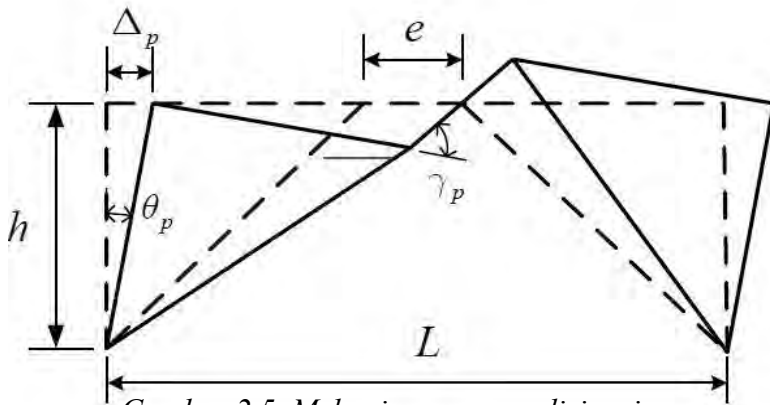
Tabel 2.1. Klasifikasi jarak pengaku badan antara

No	Panjang link	Jenis Link	Rotasi	Jarak Pengaku
				Maksimum
1	$e \leq \frac{1,6 \times Mp}{V_p}$	Geser	0,08	30.tw - d/5
		Murni	< 0,02	52.tw - d/5
2	$\frac{1,6 \times Mp}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6 \times Mp}{V_p}$	Dominan Geser		1 dan 3 dipenuhi
3	$\frac{2,6 \times Mp}{V_p} \leq e \leq \frac{5 \times Mp}{V_p}$	Dominan Lentur	0,02	1,5 bf dari tiap ujung link
4	$e > \frac{5 \times Mp}{V_p}$	Lentur Murni		Tidak memerlukan

(Sumber: Chao & Goel, 2005)

2.1.6. Mekanisme Energi Disipasi Pada Link

Berdasarkan hasil kajian oleh Moestopo, et al, 2009, deformasi inelastik yang terjadi pada link ditunjukkan oleh besarnya sudut rotasi inelastik *link* γ_p , yang akan semakin besarnya pada *link* yang semakin pendek. Arah dan gaya-gaya yang bekerja pada elemen link dapat digambarkan pada gambar 2.4.



Gambar 2.5. Mekanisme energy dissipasi
(Chao & Goel, 2005)

Menurut Engelhart (2007), pada desain struktur SRPE perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh link. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme dissipasi energi (mekanisme kehancuran). Gambar 2.5 menunjukkan mekanisme kehancuran dari SRPE. Dari gambar ini dapat disimpulkan SRPE membutuhkan rotasi link yang lebih besar dari θ_p dengan perumusan

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.2)$$

Dimana:

γ_p = Rotasi link

L = Panjang balok

e = Panjang link

θ_p = Besar penyimpangan struktur

Ditambah dengan jenis-jenis frame, kolom, balok, sambungan, pondasi secara umum

2.2. Balok

Balok adalah komponen struktur yang memikul beban-beban gravitasi, seperti beban mati dan beban hidup. Komponen struktur balok merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen tarik. Berikut beberapa jenis balok pada bangunan:

- Joist : Balok-balok tegak lurus dengan jarak kecil untuk memikul lantai/atap suatu bangunan gedung
- Lintel : Balok pada dinding terbuka
- Sprindel : Balok yang memikul dinding luar suatu bangunan
- Stringer : Balok tegak lurus arah jembatan pada lantai kendaraan jembatan
- Floor Beam : Balok tegak lurus arah jembatan yang berfungsi meneruskan beban dari “stringer” ke pemikul utama (rangka batang, balok girder)
- Girder : Balok besar, biasanya dipakai untuk istilah balok utama pada struktur jembatan
- Gording : Balok untuk memikul atap pada struktur rangka batang (kuda-kuda atap) atau purlin

2.3. Kolom Komposit

Kolom komposit dapat dibentuk dari pipa baja yang diisi dengan beton polos atau dapat pula dari profil baja hasil gilas panas yang dibungkus dengan beton dan diberi tulangan baja serta sengkang, seperti halnya pada kolom beton biasa. Analisis dari kolom komposit hampir sama dengan analisis komponen struktur tekan, namun dengan nilai f_y , E , dan r yang telah dimodifikasi.

Persyaratan bagi suatu kolom komposit ditentukan dalam SNI 03-1729-2002 pasal 12.3.1. Batasan-batasan berikut harus dipenuhi oleh suatu kolom komposit:

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas total penampang melintang kolom komposit, jika kurang maka komponen struktur tekan ini akan beraksi sebagai kolom beton biasa
2. Untuk profil baja yang diselubungi beton, persyaratan berikut harus dipenuhi:
 - a. Lateral tidak boleh lebih besar dari $2/3$ dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas penampang melintang dari tulangan longitudinal dan transversal minimum $0,18 \text{ mm}^2$ per mm jarak antar tulangan longitudinal/transversal.
 - b. Selimut beton harus diberikan minimal setebal 40 mm dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal
 - c. Tulangan longitudinal harus dibuat menerus pada lantai tingkat kecuali tulangan longitudinal yang hanya berfungsi sebagai kekangan beton.
3. Kuat tekan beton, f'_c berkisar antara 21 hingga 55 Mpa untuk beton normal, dan minimal 28 Mpa untuk beton ringan
4. Tegangan leleh profil baja dan tulangan longitudinal tidak boleh melebihi 380 Mpa
5. Untuk mencegah tekuk lokal pada pipa baja atau penampang baja berongga, maka ketebalan dinding minimal disyaratkan sebagai berikut:
 - a. Untuk penampang persegi dengan sisi b , maka $t \geq b\sqrt{f_y/E}$
 - b. Untuk penampang lingkaran dengan diameter D , maka $t \geq D\sqrt{f_y/8E}$

2.4. Pondasi dalam

Pondasi dalam memiliki kriteria perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B \geq 10$). Contoh konkret dari pondasi dalam ini adalah pondasi tiang (dipancang ataupun dibor) yang umumnya mempunyai diameter lebih kecil dari 1

m. Apabila nilai D/B diantara 4 dan 10, maka umumnya disebut pondasi semi dalam (misal: pondasi sumuran, *mini piles*, dll).

Menurut bahannya, tipe pondasi tiang dapat dibedakan menjadi pondasi kayu (bambu), pondasi beton, dan pondasi baja. Yang paling sering digunakan sebagai pondasi permanen adalah pondasi tiang beton dan baja.

Semua tiang pondasi menurut metode eksekusinya dapat dikategorikan menjadi *displacement pile* atau *driven pile* dan *non displacement pile* atau *bored pile*. Pemilihan tipe tiang pondasi ini sangat dipengaruhi oleh faktor-faktor antara lain: gangguan terhadap lingkungan di sekitarnya (noise, vibration), ketersediaan alat pancang (*hammer pile*), diameter atau dimensi tiang, aspek biaya, kemudahan untuk mencapai lokasi proyek, ketersediaan tiang pondasi, metode pelaksanaan, dan tujuan lainnya.

Ujung bawah atau dasar dari pondasi tiang dapat tertutup (*close-ended*) dengan menggunakan sepatu tiang (pondasi tiang beton atau baja), atau dapat juga terbuka (*open-ended*) seperti pada pondasi tiang baja. Beberapa notasi atau parameter sebagai terminologi yang umumnya dipakai pada perhitungan daya dukung pondasi dalam adalah

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (2.3)$$

$$Q_N = \frac{Q_p}{F_1} + \frac{Q_s}{F_2} \quad (2.4)$$

Keterangan:

Q_L = Daya dukung batas (limit) atau daya dukung yang didasarkan pada kemampuan batas maksimum dari tanah terhadap keruntuhan (failure). Seringkali Q_L ini ditulis Q_{max} .

Q_N = Daya dukung nominal, yaitu daya dukung batas, setelah diterapkan suatu koefisien keamanan.

Q_U = Daya dukung ultimate, yaitu kemampuan batas yang ditinjau terhadap kehancuran dari material tiang yang bersangkutan (beton, baja)

Q_T = Daya dukung intrinsek, yaitu harga Q_U setelah diterapkan angka keamanan

Q_R = Daya dukung hancur (failure), yaitu harga yang terkecil antara Q_L (efek grup tiang) dan Q_U .

Q_{ad} = Daya dukung ijin (*admissible*), adalah merupakan harga terkecil antara Q_N dan Q_T .

Q_p = Daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (*ultimate end bearing capacity*).

$Q_s = Q_f$ = Daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (*skin resistance of the pile*).

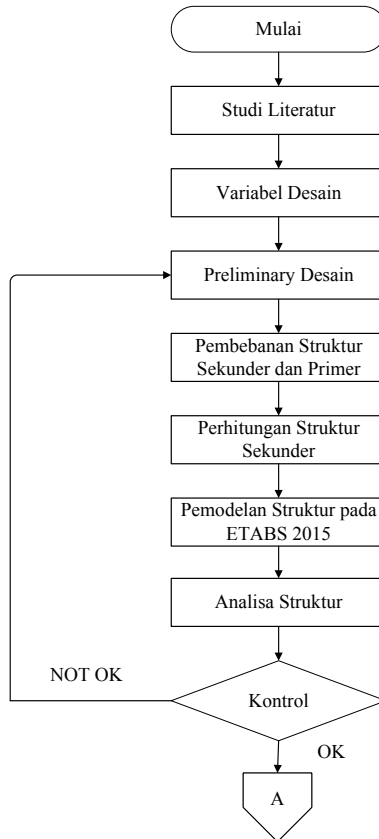
Di dalam memprediksi harga Q_L , harga Q_p , dan Q_s tidak harus selalu ada. Hal ini tergantung dari sifat atau tujuan pondasi tiangnya serta kondisi lapisan tanah aktual di lapangan.

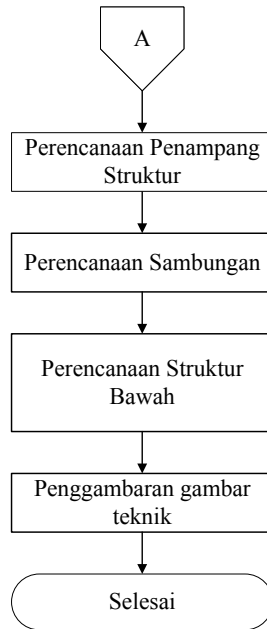
Apabila memakai tipe *friction pile* (dasar pondasi tidak mencapai lapisan tanah relatif keras), maka harga $Q_p = 0$, sehingga $Q_L = Q_f$ atau $Q_L = Q_s$. Sebaliknya apabila pondasi tiang tersebut murni mengandalkan aspek *point bearing* (pondasi melintasi lapisan very soft clay dan menumpu langsung di atas lapisan tanah keras), maka nilai $Q_s = 0$ sehingga $Q_L = Q_p$.

BAB III METODOLOGI

3.1. Diagram Alir

Dalam penyelesaian Tugas Akhir ini, diperlukan metode dan urutan-urutan penyelesaian secara jelas dan matematis. Oleh karena itu, dibuatlah suatu metodologi yang dimaksudkan agar penyelesaian tugas akhir ini berjalan dengan baik. Urutan penyelesaian tugas akhir ini dapat dilihat pada bagan alir dibawah ini:





Gambar 3.1. Alur Perancangan Struktur Rangka Pengaku Eksentris

3.2. Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)
2. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)
3. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847, 2013)
4. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 1726, 2012)

5. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG, 1983)
6. Beban Minimum Untuk Perencanaan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727, 2013)
7. Buku Ajar Struktur Baja I (Marwan & Isdarmanu, 2006)
8. Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Agus Setiawan, 2008)
9. Ductile Design of Steel Structure (Michel Bruneau, 2011)
10. Buku Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi, 2011)

3.3. Variabel Desain

Pada tugas akhir ini, struktur baja akan direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem Rangka Pengaku Eksentris (EBF) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang pancang. Pemodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja Inverted - V brace. Sistem ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah full moment connection pada kolom.

3.4. Preliminary Design

Struktur yang direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem rangka pengaku eksentris (EBF) yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur Office One Galaxy:

- Nama Gedung : Office One Galaxy
- Lokasi : Surabaya
- Fungsi : Gedung Perkantoran
- Struktur Utama : Beton
- Jumlah lantai : 25 lantai (19 lantai kantor + 5 lantai mall + 1 lantai atap)

Adapun tugas akhir ini merencanakan modifikasi dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Nama Gedung : Office One Galaxy

- Lokasi Rencana : Yogyakarta
- Fungsi : Gedung Perkantoran
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : Rangka Pengaku Eksentris (EBF)
- Jumlah lantai : 26 lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material:

- Profil Kolom : Profil HSS (BJ 41)
 $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
 $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 41)
 $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Data tanah : Hasil percobaan SPT untuk perencanaan pondasi

3.5. Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan, dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang terjadi pada bangunan tersebut, sehingga diperlukan suatu pendekatan yang mendekati keadaan sesungguhnya. Berikut jenis beban yang terjadi pada struktur bangunan.

3.5.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding, dan juga termasuk segala unsur tambahan. (PPIUG 1983 Bab 2).

3.5.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban hidup ini mencakup beban berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis, dll. (PPIUG 1983 Bab 3)

3.5.3. Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angin hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Spesifikasi tekanan tiup pada beban angin adalah sebagai berikut

1. Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m²
2. Tekanan tiup di laut dan di tepi laut sampai sejauh 5 km dari pantai lurus diambil minimum 40 kg/m²
3. Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan – kecepatan angin yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang lebih besar dari pada yang ditentukan dalam poin 1 dan 2, maka tekanan tiup (P) harus dihitung dengan rumus

$$P = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

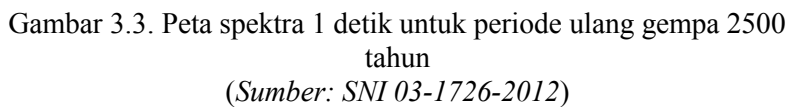
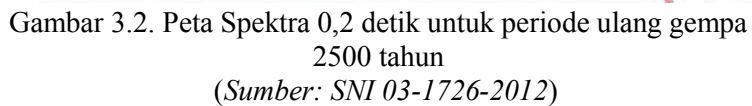
Dimana: p = tekanan tiup angin (kg/m²)

v = kecepatan angin yang ditentukan oleh instansi yang berwenang (m/dt)

3.5.4. Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Langkah-langkah membuat respon spektrum desain adalah sebagai berikut

1. Menentukan S_s dan S₁
Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan T= 0,2 detik) dan S₁



2. Menentukan koefisien situs

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel

Tabel 3.1. Koefisien situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

(Sumber: SNI 03-1729-2012)

Tabel 3.2. Koefisien situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(Sumber: SNI 03-1729-2012)

3. Menghitung S_{MS} dan S_{M1}

S_{MS} dan S_{M1} (parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

4. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (3.5)$$

5. Spektrum respons desain

Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan

$$S_a = SDS(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0}) \quad (3.6)$$

- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}

- Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_s = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai hasil tes penetrasi standar rata-rata (N) dan kuat geser nilai rata-rata

Tabel 3.3. Klasifikasi situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_v (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa			

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan

6. Kategori desain gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik pasal ini

Tabel 3.4. Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.5. Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

7. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa Sesuai pasal 7.8, gaya geser seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan degna persamaan berikut

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat struktur

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi:

$$C_s = \frac{SDS}{\left(T \times \frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 \cdot SDS \cdot I_e \geq 1 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 \cdot SD1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$Fx = Cvx \cdot V \quad (3.15)$$

dan

$$Cvx = \frac{Wx \cdot hx^k}{\sum_{i=1}^n Wi \cdot hi^k} \quad (3.16)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

W_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

K = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat deasin gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.17)$$

Keterangan:

F_i = bagaian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.5.5. Kombinasi Pembebanan

Struktur baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini:

$$1,4D \quad (3.18)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad (3.19)$$

$$1,2D + 1,6 (L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.20)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 \quad (3.21)$$

$$1,2D \pm 1E + \gamma_L L \quad (3.22)$$

$$0,9D \pm (1,3W \text{ atau } 1E) \quad (3.23)$$

Dimana:

D = Beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen

L = Beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung

L_a = Beban hidup di atap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, perawatan dan material, atau selama penggunaan biasa oleh orang dan benda bergerak

H = Beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air

W = Beban angin

E = Beban gempa

3.6. Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.6.1. Desain Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.24)$$

Dimana:

M_u = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor reduksi = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

- Kontrol penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja maka batas kelangsingannya adalah

Kontrol pelat badan:

$$\lambda = \frac{h}{tw} \quad (3.25)$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \quad (3.26)$$

$$\lambda r = \frac{2550}{\sqrt{fy}} \quad (3.27)$$

Kontrol pelat sayap:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.28)$$

$$\lambda p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3.29)$$

$$\lambda r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.30)$$

Dimana:

Bf = lebar sayap

tf = tebal sayap

h = tinggi profil

tw = tebal pelat badan

fy = kuat leleh profil baja

fr = tegangan tekan residual pada plat sayap

- Kontrol tekuk lateral

Kuat komponen struktur dapat memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan, L . Batas-batas bentang pengekang lateral:

- Bentang pendek $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_p = Z_x \times fy \quad (3.31)$$

Tabel 3.6. Batas-batas pengeang lateral

Profil	Lp	Lr
Profil I dan kanal ganda	$1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari - jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L} \right] \times$ $\times \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 f_L^2}}$ dengan $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}$ $X_2 = 4 \left(\frac{S}{G J} \right)^2 \frac{I_w}{I_y}$ Iw adalah konstanta puntir lengkung J adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0,13 E r_y \frac{\sqrt{J A}}{M_p}$	$2 E r_y \frac{\sqrt{J A}}{M_r}$

- Bentang menengah

$$M_n = C_b \times (M_r + (M_p - M_r) \times \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p}) \leq M_p \quad (3.32)$$

- Bentang panjang

$$(3.33)$$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

$$M_n = M_{cr} = C_b \times \frac{\pi}{L_b} \times \sqrt{E \times I_y \times G \times J \times \left(\frac{\pi \times E}{L_b}\right)^2} \leq M_p \quad (3.34)$$

Dimana:

Z_x = Modulus Plastis

f_y = Kuat leleh profil baja

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{max}}{2,5 \times M_{max} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} \leq 2,30 \quad (3.35)$$

Keterangan:

M_{max} = momen maksimum dari bentang yang ditinjau

M_a = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang yang ditinjau

M_b = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang yang ditinjau

M_c = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang yang ditinjau

- Kontrol kuat rencana geser
Kuat komponen struktur terhadap gaya geser tergantung pada

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.36)$$

Dimana:

V_u = kuat geser berfaktor

V_n = kuat geser nominal, hanya oleh plat badan

ϕ = faktor reduksi (0,9)

- Leleh pada pelat badan (plastik sempurna)
Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap panel h/tw memenuhi:

$$\frac{h}{tw} \leq 1,1 \times \sqrt{\frac{K_n \times E}{f_y \times w}} \quad (3.37)$$

$$kn = 5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2} \quad (3.38)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut

$$Vn = 0.6 \times fyw \times Aw \quad (3.39)$$

Dimana:

Fyw = tegangan leleh pelat badan

Aw = luas kotor pelat badan

- Tekuk inelastik pada pelat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

$$1,1 \times \sqrt{\frac{Kn \times E}{fy \times w}} \leq \frac{h}{tw} \leq 1,1 \times 1,37 \sqrt{\frac{Kn \times E}{fy \times w}} \quad (3.40)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut:

$$Vn = 0.6 \times fyw \times Aw \times \sqrt{\frac{Kn \times E}{fy \times w}} \times \frac{1}{\frac{h}{tw}} \quad (3.41)$$

- Tekuk elastik pada pelat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

$$\frac{h}{tw} \geq 1,37 \sqrt{\frac{Kn \times E}{fy \times w}} \quad (3.42)$$

$$Vn = \frac{0.9 \times E \times Kn \times Aw}{(\frac{h}{tw})^2} \quad (3.43)$$

3.6.2. Desain Kolom

Untuk perencanaan kolom, digunakan kolom komposit CFT yang menerima kombinasi normal dan lentur

a. Kriteria untuk kolom komposit bagi struktur tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.44)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.45)$$

b. Kuat nominal tekan kolom komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profil nya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.46)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.47)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{tak kompak}) \quad (3.48)$$

$$\lambda r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{maksimum yang diijinkan}) \quad (3.49)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.51)$$

- Untuk penampang non kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.52)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.53)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.54)$$

Penampang persegi diisi beton

$$f_{cr} = \frac{9 E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.55)$$

c. Amplifikasi momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.56)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.57)$$

Keterangan rumus:

B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B_1 untuk efek P- δ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.58)$$

Dengan,

$\alpha = 1$ (DFBK)

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$Cm = 0,6 - 0,4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad (3.59)$$

Dengan M1 dan M2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.

P_{el} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.60)$$

Keterangan;

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0,8\tau cEI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τc adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B2 untuk efek $P-\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} \quad (3.61)$$

Dengan,

$\alpha = 1$ (DFBK)

P_{story} = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

$P_{e \text{ story}}$ = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{e \text{ story}} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.62)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}} \right) \quad (3.63)$$

L = Tinggi tingkat, mm

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung ΔH , N

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.64)$$

Keterangan:

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ = Faktor tahanan = 0,9

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.65)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.66)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.67)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.68)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u \quad (3.69)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.70)$$

Dimana,

Se = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif be, dari sayap yang diambil sebesar:

$$be = 1.92. tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{fy}}\right) \leq b \quad (3.71)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan menurut

- Untuk $\frac{Pu}{\phi P_n} \geq 0,2$ (3.72)

$$\frac{Pu}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.73)$$

- Untuk $\frac{Pu}{\phi P_n} \leq 0,2$ (3.74)

$$\frac{Pu}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.75)$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, N

M_r = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = \phi_c M_n$ = Kekuatan lentur desain, Nmm

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

3.6.3. Desain Elemen Link

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal menurut SNI 03-1729-2002 tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada link tidak boleh melebihi 350 Mpa. Pelat badan dari *link* harus berupa plat tunggal tanpa plat pengganda dan tanpa penetrasi, kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 butir 15.3.2.6 yaitu kuat geser rencana *link* harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u , dengan:

V_n = kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p / e$ (3.76)

$$V_p = 0,6 f_y ((d-2) \cdot t_f) \cdot t_w \quad (3.77)$$

$$\Phi = 0,9$$

e = panjang link

Apabila pbeban aksial terfaktor pada *Link*, N_u , tidak melebihi $0,15 N_y$, dengan $N_y = A_g F_y$, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak perlu diperhitungkan. Apabila beban terfaktor pada link, N_u , melebihi $0,15 N_y$, ketentuan tambahan ini harus dipenuhi:

1. Kuat geser rencana link harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari ϕV_{pa} atau $2 \phi M_{pa} / e$, dengan:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \quad (3.78)$$

$$M_{pa} = 1.18 \times M_p \times \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2\right) \quad (3.79)$$

$$\phi = 0.9$$

2. Panjang link tidak boleh melebihi

$$- \text{Untuk } \rho' \times \left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0,3 \quad (3.80)$$

$$[1,15 - 0,5 \times \rho' \times (\frac{A_w}{A_g})] \times \frac{1,6 \times Mp}{V_p} \quad (3.81)$$

$$\text{- Untuk } \rho' \times (\frac{A_w}{A_g}) \leq 0,3 \quad (3.82)$$

$$\frac{1,6 \times Mp}{V_p} \quad (3.83)$$

Sudut rotasi link adalah sudut inelastis antara link dan bagian balok di luar link pada saat simpangan antar rantai sama dengan simpangan antar rantai rencana, ΔM . Sudut rotasi link tidak boleh melebihi nilai berikut

$$1. \text{ 0,08 radians untuk } e \leq \frac{1,6 \times Mp}{V_p} \quad (3.84)$$

$$2. \text{ 0,02 radians untuk } e \leq \frac{2,6 \times Mp}{V_p} \quad (3.85)$$

3. Nilai sudut rotasi link ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya

3.6.4. Desain Balok dan Bresing diluar *Link*

Kuat kombinasi aksial dan lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar $1,25.R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar link harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar link harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal link sebesar $R_y V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 butir 15.3.2. Kuat rencana balok di luar link ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y ;
2. Bila diperlukan, balok di luar link harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y.b_y.t_f$

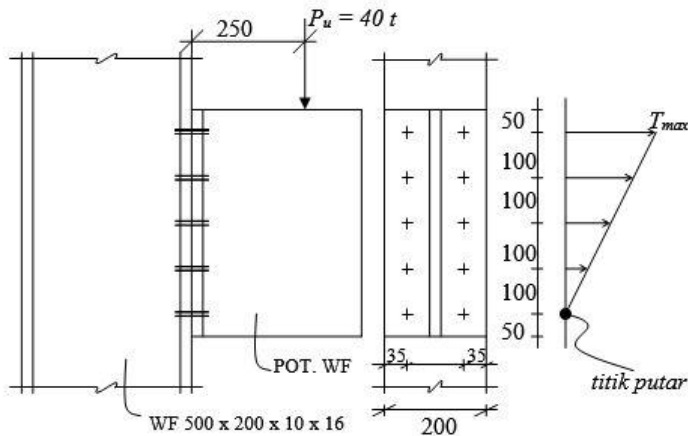
Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung link, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung link atau di dalam link. Kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, pada ujung link dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 butir 15.13.6.1.

Tidak ada bagian dari sambungan ini yang diperbolehkan melampaui panjang link. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung link maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku

3.7. Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan harus menyesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh yang buruk terhadap bagian struktur yang lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan berikut (SNI 03-1729-2002)

1. Gaya-gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan
2. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan
3. Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja
4. Mendesain sambungan dengan acuan SNI 03-1729-2002 pasal 13

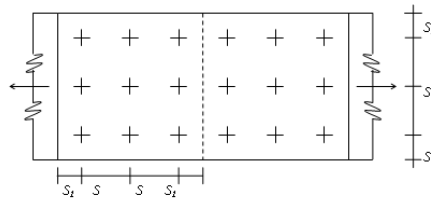


Gambar 3.4. Contoh Sambungan Balok Kolom (End Plate)
(Marwan & Isdarmanu, 2006)

3.7.1. Sambungan Baut

3.7.1.1. Jarak Pemasangan Baut

Ketentuan jarak baut, disamping ditentukan oleh kekuatan dan penyampaian beban pada sambungan juga ditentukan dari segi pelaksanaannya. Jarak baut dari as ke as, dan jarak baut ketepi pelat ditentukan pada peraturan bab 13.4.



Gambar 3.5. Jarak pemasangan baut
(Marwan & Isdarmanu, 2006)

$$3 d_b \leq S \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (3.86)$$

d_b – diameter nominal baut

$$1,5 d_b \leq S_1 \leq (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (3.87)$$

t_p – tebal plat tertipis

$$4 \leq S_2 \leq 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \quad (3.88)$$

- Untuk tepi dipotong dengan tangan $1,75 d_b$
- Untuk tepi dipotong dengan mesin $1,50 d_b$
- Tepi propil bukan hasil potongan $1,25 d_b$

3.7.1.2. Kekuatan Baut Memikul Beban Geser

Suatu baut yang memikul beban berfaktor R_U , harus memenuhi :

$$R_U \leq \phi R_n \quad (3.89)$$

ϕ – factor reduksi

R_n – kuat nominal

Kekuatan baut jenis “Tumpu” (bearing type) (sambungan dengan slip). Setelah mempelajari kemungkinan keruntuhan sambungan, jarak baut, maka dapat disimpulkan bahwa kekuatan sambungan baut dapat berdasarkan atas kekuatan geser atau kekuatan tumpu.

a. Kekuatan geser nominal baut : V_n

$$V_n = r_1 f_u^b A_b m \quad (3.90)$$

$r_1 = 0,50$ tanpa ulir pada bidang geser baut

$r_1 = 0,40$ ada ulir pada bidang geser baut

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut

$\phi_f = 0,75$ (faktor reduksi kekuatan putus)

m = jumlah bidang geser

Kuat rencana :

$$V_d = \phi_f V_n \quad (3.91)$$

b. Kekuatan tumpu nominal baut dengan pelat

Bila $S_1 > 1,5d$ dan $S > 3d$ serta ada lebih dari satu baut pada arah kerja beban.

$$R_n = 2,4 d_b t_p f_u \quad (3.92)$$

berlaku untuk semua jenis lubang baut

d_b – diameter nominal baut

t_p – tebal plat tertipis

f_u – tegangan tarik putus terkecil antara baut dan pelat

Kuat rencana:

$$R_d = \phi_f R_n \quad (3.93)$$

$\phi_f = 0,75$ faktor reduksi

3.7.1.3. Kekuatan Baut Memikul Beban Tarik

Kekuatan tarik nominal dari baut

$$T_n = 0,75 f_u^b A_b \quad (3.94)$$

f_u^b - tegangan tarik putus baut

A_b - luasan bruto penampang baut

Kuat rencana:

$$T_d = \phi_f T_n \quad (3.95)$$

$\phi_f = 0,75$ faktor reduksi

3.7.1.4. Baut Tipe Tumpu Menerima Beban Kombinasi Geser dan Tarik

Baut yang memikul beban geser berfaktor V_u dan gaya tarik berfaktor T_u , secara bersamaan harus memenuhi kedua pernyataan sebagai berikut:

$$f_{uv} = \frac{V_u}{n A_b} \leq r_1 \phi_f f_u^b m \quad (3.96)$$

$$T_d = \phi_f T_n = \phi_f f_t A_b \geq \frac{T_u}{n} \quad (3.97)$$

$$f_t = f_1 - r_2 f_{uv} \leq f_2 \quad (3.98)$$

Keterangan : $\phi_f = 0,75$

n – jumlah baut

f_{uv} = tegangan geser pada baut

m – jumlah bidang geser pada baut

SNI :

– Untuk baut mutu tinggi :

$$f_1 = 807 \text{ MPa} , f_2 = 621 \text{ MPa}$$

$r_2 = 1,9$ untuk baut dengan ulir pada bidang gesernya

$r_2 = 1,5$ untuk baut tanpa ulir pada bidang gesernya

– Untuk baut mutu normal :

$$f_1 = 410 \text{ MPa}, f_2 = 310 \text{ MPa}$$

$$r_2 = 1,9$$

$$* \text{ AISC} \quad f_t = 1,3 f_u - r_2 f_{uv} \leq f_u \quad (3.99)$$

$$\text{dimana} \quad \begin{aligned} f_1 &= 1,3 f_u \\ f_2 &= f_u \end{aligned} \quad (3.100)$$

3.7.2. Sambungan Las

3.7.2.1. Kekuatan Sambungan Las

Pada umumnya dipakai mutu kawat las \geq mutu baja

3.7.2.2. Las Tumpul

Las tumpul penetrasi penuh kekuatan rencana sama dengan kapasitas nominal bagian yang lebih lemah dikalikan faktor reduksi (ϕ)

Kalau bahan las mutunya \geq baja dasar

Kekuatannya ditentukan oleh bahan dasar yang disambung.

Bahan Las : F_{EXX}

F_{E60XX} , F_{E70XX} , F_{E80XX} , F_{E90XX} , F_{E100XX} , F_{E110XX}

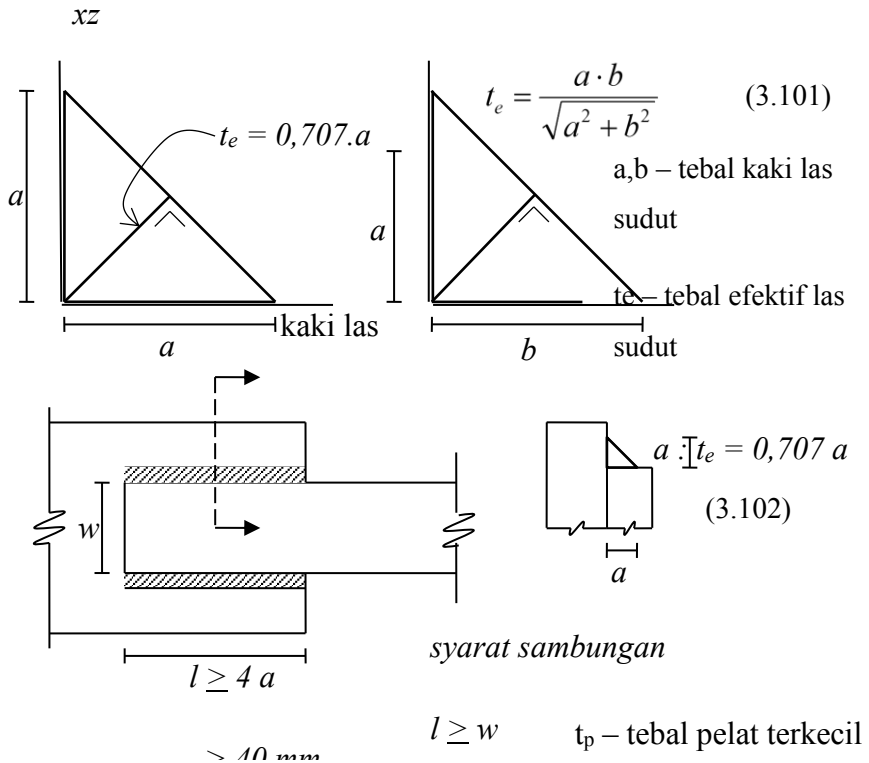
E – Elektrode

60, 70, 80, 90, 100, 110 \rightarrow menunjukkan kekuatan tarik minimum dalam KSI. (1 ksi = 70,3 kg/cm²)

Digit dibelakangnya xx, menunjukkan tipe coatingnya.

3.7.2.3. Las Sudut

- Biasa dibuat dengan kaki yang sama
- Lintasan kritis keruntuhan las selalu mencari jarak yang minimal (t_e) tebal las efektif.



Gambar 3.6 Ilustrasi Las Sudut

Formula:

$$l \geq 2W \quad \phi = 1 \quad (3.103)$$

$$2W > l \geq 1,5W \quad \phi = 0,87 \quad (3.104)$$

$$1,5W > l \geq W \quad \phi = 0,75 \quad (3.105)$$

$$\text{Bila } l < 4a \quad l_{\text{efektif}} = 0,25l \quad (3.106)$$

karena ujung las pembentukannya tidak sempurna

$$\text{Luas Las} = l \cdot te \quad (3.107)$$

Kekuatan nominal las sudut persatuan panjang :

$$\text{Kuat Nominal Las : } R_n = 0,6 f_u te \quad (3.108)$$

$$\text{Kuat Nominal Logam Dasar : } R_n = 0,6 f_u t \quad (3.109)$$

$$\text{Kuat Sambungan : } R_u = \phi R_n \quad (3.110)$$

$$\phi = 0,75$$

Ukuran Maksimum/Minimum Las sudut

Ukuran minimum las sudut

Tabel 3.7. Ukuran Minimum Las Sudut

Tebal Pelat Paling Tebal (mm)	Tebal Minimum Las Sudut : t_w (mm) atau a
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

Ukuran Maksimum Las Sudut \rightarrow yang terbatas dengan ketebalan pelat.

Tidak ada pembatasan dari tebal pelat, tapi harus memenuhi persyaratan kekuatan berimbang las dengan bahan dasar.

Tebal Las Maksimum Untuk Kekuatan Berimbang

POT : a – a \rightarrow 2 kekuatan las = 1 kekuatan pelat (t_1)

ϕR_n (las) = ϕR_n (logam dasar)

$$\phi \cdot 2 \cdot a \cdot 0,707 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot t_1 \quad (3.111)$$

$$a_{ef \max} = \frac{0,6 f_u t_1}{2 \cdot 0,707 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX}} \quad (3.112)$$

$$t_{wef} = 0,707 \cdot \frac{f_u}{F_{EXX}} \cdot t_1 \quad (3.113)$$

POT : b – b \rightarrow 1 kekuatan las = 1 kekuatan pelat (t_2)

$$\phi \cdot a \cdot 0,707 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} = \phi \cdot 0,6 f_u \cdot t_2 \quad (3.114)$$

$$a_{ef \max} = 1,41 \frac{f_u}{F_{EXX}} \cdot t_2 \quad (3.115)$$

F_{EXX} – tegangan putus las

f_u – tegangan putus pelat

3.8. Perencanaan Base Plate

Perencanaan base plate didasarkan pada perhitungan

$$e = \frac{Mu_x}{Pu} \quad (3.116)$$

Akibat adanya beban p_u

$$fpa = \frac{P_u}{B \times N} \quad (3.117)$$

Akibat beban M_{ux}

$$fpb = \frac{6 \times M_{ux}}{B \times N^2} \quad (3.118)$$

Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = fpa + fpb \quad (3.119)$$

Menentukan M_{upl}

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} \quad (3.120)$$

$$M_{upl} = \left(f_{p(max)} - 2 \times fpb \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times fpb \times \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

Menentukan tebal baseplate

$$t = \sqrt{\frac{4 \times M_{upl}}{\phi \times f_y}} \quad (3.122)$$

3.9. Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang paling bawah dan berfungsi sebagai komponen yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standard Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan yaitu:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.9.1. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standart Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_p + Q_s \quad (3.123)$$

Dimana:

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_s = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_p = \alpha \times q_p \times A_p = \alpha \times (\tilde{N}_p \times K) \times A_p \quad (3.124)$$

Dimana:

\tilde{N}_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)

K = Koefien karakteristik tanah:

- 12 t/m², untuk lempung
- 20 t/m², untuk lanau berlempung
- 25 t/m², untuk lanau berpasir
- 40 t/m², untuk pasir

A_p = Luas penampang dasar tiang

q_p = Tegangan diujung tiang

α = base coefficient

$$Q_s = \beta \times q_s \times A_s = \beta \times \left(\frac{\tilde{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s \quad (3.125)$$

dimana:

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan:

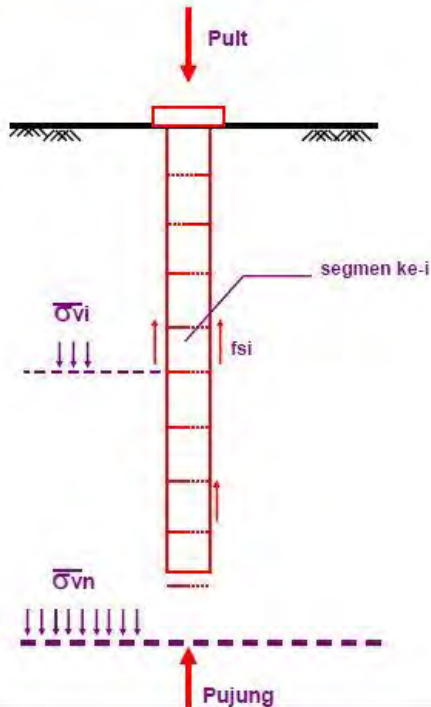
$3 < N < 50$

A_p = luas selimut tiang

β = Shaft coefficient

METODA LAMBDA (λ) – TANAH LEMPUNG

Untuk menghitung daya dukung pondasi dalam dan tiang pancang di tanah lempung.



Gambar 3.7. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal
(Mochtar, 2002)

3.9.2. Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk kasus daya dukung grup pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (3.126)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang dalam grup

C_e = Koefisien efisiensi

$Q_L(\text{group})$ = Daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_L(1 \text{ tiang})$ = Daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Converse – Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\Phi}{S}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.127)$$

Dimana:

Φ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), Horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal

ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2} \quad (3.128)$$

Dimana:

P_v = Beban vertikal ekivaken

V = beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam grup

M_x = Momen terhadap sumbu X

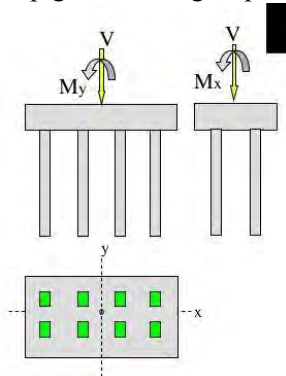
M_y = Momen terhadap sumbu y

x_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

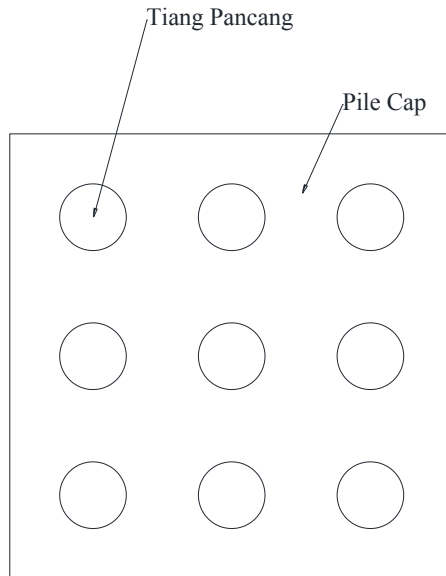
y_{\max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = Jumlah kuadrat dari absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = Jumlah kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group



*Gambar 3.8. Pengaruh Momen Arah X dan Y pada perhitungan tiang pancang kelompok
(Sumber: Christady, 2014)*



Gambar 3.9. Contoh Konfigurasi Tiang Pancang Kelompok

3.9.3. Perencanaan Basement

3.9.3.1. Definisi dinding penahan tanah

Asal mula dibuatnya konstruksi dinding penahan tanah adalah akibat bertambah luasnya kebutuhan konstruksi penahan yang digunakan untuk mencegah agar tidak terjadi kelongsoran menurut kemiringan alaminya. Sebagian besar bentuk dinding penahan tanah adalah tegak (vertikal) atau hampir tegak kecuali pada keadaan tertentu yang dinding penahan tanah dibuat condong kearah urugan.

Menurut beberapa sumber terkait dinding penahan tanah memiliki beberapa definisi dengan pendekatan yang berbeda-beda diantaranya:

- Dinding penahan tanah adalah struktur yang didesain untuk menjaga dan mempertahankan dua muka elevasi tanah yang berbeda.
- Dinding penahan tanah adalah suatu konstruksi penahan agar tanah tidak longsor.
- Dinding penahan tanah adalah sebuah dinding yang dibangun untuk menahan tanah yang akan runtuh.

3.9.3.2. Macam-macam dinding penahan tanah

Jenis – jenis dinding penahan tanah beraneka ragam, disesuaikan dengan keadaan lapangan dan aplikasi yang digunakan. O'Rourke dan Jones (1990) mengklasifikasikan dinding penahan tanah menjadi dua kategori yaitu sistem stabilisasi eksternal dan sistem stabilisasi internal serta sistem hybrid yang merupakan kombinasi kedua metode tersebut.

3.9.3.3. Perhitungan struktur dinding basement

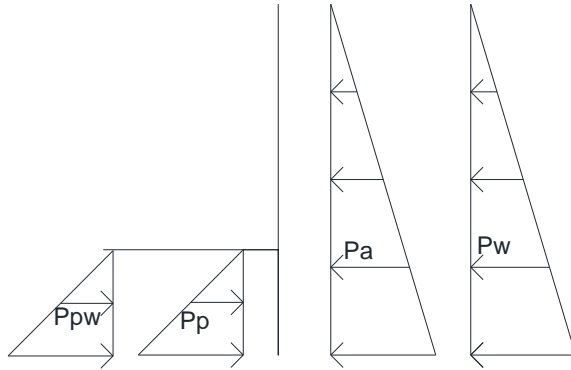
Perhitungan dilakukan pada kondisi dinding basement sebelum menggunakan tiang *soldier pile*. Dengan pendekatan perhitungan sebagai berikut:

- a. Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode Fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi sepuluh segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk Faktor Keamanan (FK) yaitu

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} = \frac{\tau \cdot l}{W \cdot x} \quad (3.129)$$

b. Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3.10. Tekanan aktif pasif tanah

Maka dapat dirumuskan untuk tekanan aktif pasif pada tanah adalah sebagai berikut:

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_a - 2 \times c \times H \times \sqrt{K_a} \quad (3.129)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times K_p + 2 \times c \times H \times \sqrt{K_p} \quad (3.130)$$

$$P_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times H^2 \quad (3.131)$$

Kontrol Geser:

$$SF = \frac{(W + F_{av}) \tan \delta + P_p H + RPH1 + RPH2}{P_a H} > 1,5 \quad (3.132)$$

Kontrol Guling:

$$SF = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.133)$$

Kontrol Ambles:

$$SF = \frac{q \text{ dukung}}{q_{ijin}} > 3 \quad (3.134)$$

3.9.4. Perencanaan tebal poer

Kuat geser nominal beton harus lebih besar dari gaya geser pons untuk memenuhi persyaratan perencanaan tebal poer yang diambil pada persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.135)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \quad (3.136)$$

Dimana:

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

$$= 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d)$$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3.137)$$

Dimana:

$$\phi = 0,75$$

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.9.5. Perencanaan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan Mu yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{min} = 0.002 \quad (3.138)$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \quad (3.139)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} \quad (3.140)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \quad (3.141)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \quad (3.142)$$

$$A_s = \rho \times b \times s \quad (3.143)$$

Dari formula diatas dapat menghasilkan kebutuhan tulangan yang memenuhi persyaratan beban yang ada

3.10. Penggambaran Gambar Teknik

Hasil perencanaan struktur diilustrasikan dalam bentuk gambar menggunakan program bantu AutoCAD.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV HASIL PERENCANAAN

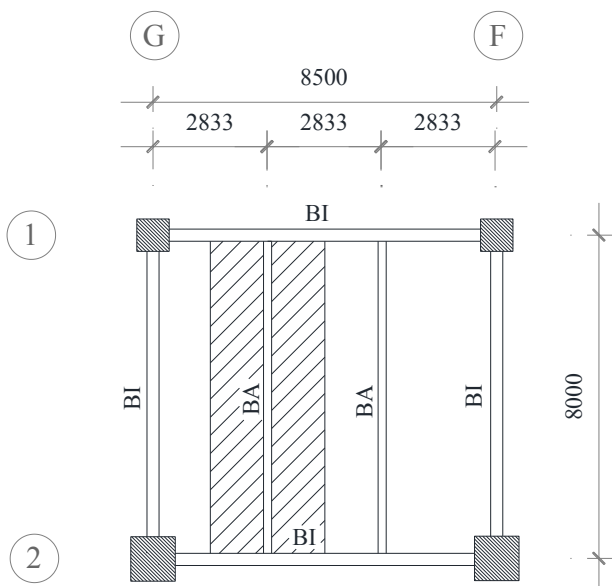
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan pelat lantai pada gedung Office *One Galaxy* ini menggunakan bondek dengan tabel perencanaan praktis yang diambil dari Super Floor Deck. Struktur lantai direncanakan dengan menggunakan satu baris penyangga (one row props) selama proses pengerasan pelat beton. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Beton menggunakan mutu $f'_c = 30$ Mpa

4.1.1 Perencanaan Pelat

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atas



Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai Atas

Beban mati :

- Berat aspal 2 cm 2×14 $= 28 \text{ kg/m}^2$
 - Berat plafon + penggantung $11 + 7$ $= 18 \text{ kg/m}^2$
 - Berat ducting dan plumbing $= 10 \text{ kg/m}^2$ +
-
- $q_{D\text{total}} = 56 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup :

- Lantai atap $q_{L\text{atap}} = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Layan:

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 56 + 100$
 $= 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

Data proyek:

- Bentang $2,833 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$
- Beban ultimate $= 200 \text{ kg/m}^2$

Direncanakan:

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif $1,71 \text{ cm}^2/\text{m}$
 (Kebutuhan tulangan negatif diambil dari brosur “SUPER FLOOR DECK” tabel bentang menerus dengan tulangan negatif beban berguna 200 kg/m^2)
- Digunakan tulangan *wire mesh* M9 A-325 ($A_s = 63,59 \text{ mm}^2 = 0,6359 \text{ cm}^2$) (mutu $f_y = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Kebutuhan tulangan negatif pada pelat bondek:

- $n = \frac{1,71}{0,636} = 2,69 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$
 $(S_{\min} = 200 \text{ mm})$
- Jadi dipasang tulangan *wire mesh* M9 – 200

Beban mati :

- Berat spesi 2 cm $0,02 \times 2200$ = 44 kg/m²
- Berat keramik 1 cm 1×24 = 24 kg/m²
- Berat plafon + penggantung $11 + 7$ = 18 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* $\frac{\quad}{\quad}$ = 10 kg/m² +
- $q_{Dtotal} = 96 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup :

- Lantai perkantoran q_L = 250 kg/m²

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250$ = 346 kg/m² $\approx 400 \text{ kg/m}^2$

Data proyek:

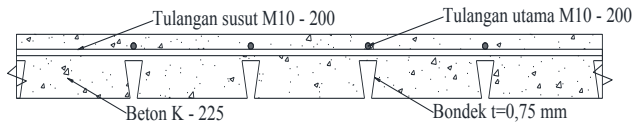
- Bentang 2,833 m $\approx 3 \text{ m}$
- Beban ultimate = 400 kg/m²

Direncanakan:

- Bentang menerus dengan tulangan negatif
- Tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,48 cm²/m
(Kebutuhan tulangan negatif diambil dari brosur “SUPER FLOOR DECK” tabel bentang menerus dengan tulangan negatif beban berguna 400 kg/m²)
- Digunakan tulangan *wire mesh* M10 A-325 ($A_s = 78,5 \text{ mm}^2 = 0,785 \text{ cm}^2$) (mutu $f_y = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Kebutuhan tulangan negative pada pelat bondek:

- $n = \frac{2,48}{0,785} = 3,16 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}$
($S_{min} = 200 \text{ mm}$)
- Jadi dipasang tulangan *wire mesh* M10 – 200



Gambar 4.4 Penulangan Lantai Perkantoran

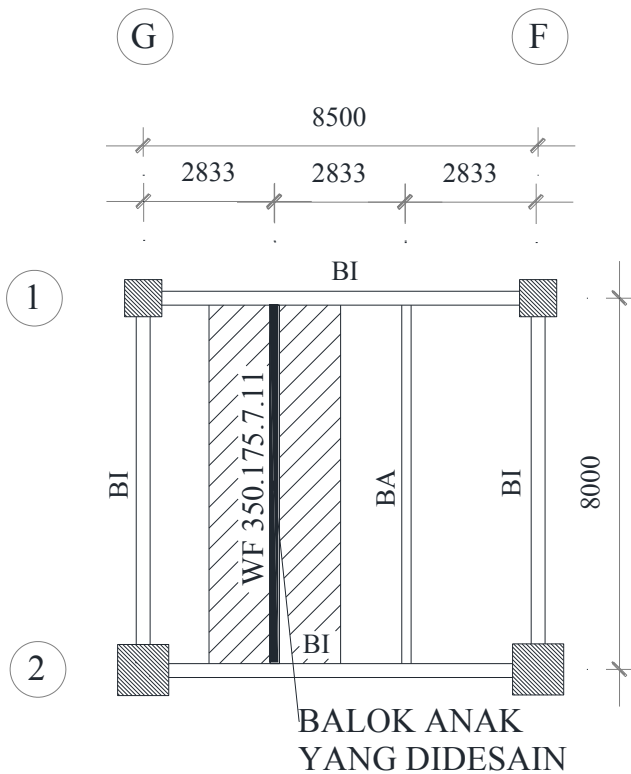
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.1.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 350 mm	ix	= 14,7 cm
bf	= 175 mm	iy	= 3,95 cm
tw	= 7 mm	Zx	= 841 cm ³
tf	= 11 mm	Zy	= 172 cm ³
A	= 63,14 cm ²	Sx	= 775 cm ³
W	= 49,6 kg/m	Sy	= 112 cm ³
Ix	= 13600 cm ⁴	r	= 14 cm
Iy	= 984 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 300 mm



Gambar 4.5 Denah Balok Lantai Atap

- **Beban Yang Bekerja**
 - **Beban Mati**

Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m ²
Berat aspal 2 x 14	= 28 kg/m ²
Berat beton 0,1 x 2400	= 240 kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10 kg/m ²
	= 306,1 kg/m ²
306,1 kg/m ² x 2,75 m	= 867,28 kg/m

$$\begin{aligned} \text{Berat profil} &= 49,6 \text{ kg/m} \\ q_D &= 916,83 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)
 $q_L = 2,83 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 283 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor :
 $q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$
 $= 1,2 \cdot 916,83 + 1,6 \cdot 283 = 1553,59 \text{ kg/m}$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- Momen:

$$M_u = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1553,59 \cdot 8^2$$

$$= 12428,75 \text{ kg.m}$$
- Gaya Geser:

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 1553,59 \cdot 8$$

$$= 6214,37 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{175}{2 \times 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$
- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{300}{7} = 42,86$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$
- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \times f_y \\
 &= 841 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral
 Jarak penahan lateral (L_b) = 50 cm
 $L_p = 196,6 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)
 $L_r = 570,6 \text{ cm}$
 $L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek
 $M_{nx} = M_{px} = Z_x \times f_y$
 $= 841 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$
 $= 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}$

$$\begin{aligned}
 M_{ny} &= M_{py} = Z_y \times f_y \\
 &= 172 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 430000 \text{ kg.cm} = 4300 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Persamaan Interaksi

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} &\leq 1,0 \\
 \frac{12428,75}{0,9 \cdot 21025} + \frac{0}{0,9 \cdot 4300} &\leq 1,0 \rightarrow 0,66 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 6214,37 \text{ kg} \\
 \frac{h}{t_w} &\leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}} \\
 42,86 &\leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis} \\
 \text{Maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w = 0,6 f_y ((d-2t_f) \times t_w) \\
 V_n &= 0,6 \times 2500 \times ((17,5 - 2 \times 1,1) \times 0,7) = 34440 \text{ kg} \\
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi V_n &= 0,9 \cdot 34440 \text{ kg} \\
 &= 30996 \text{ kg} > 6214,37 \text{ kg} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \frac{800}{240} = 3,33 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

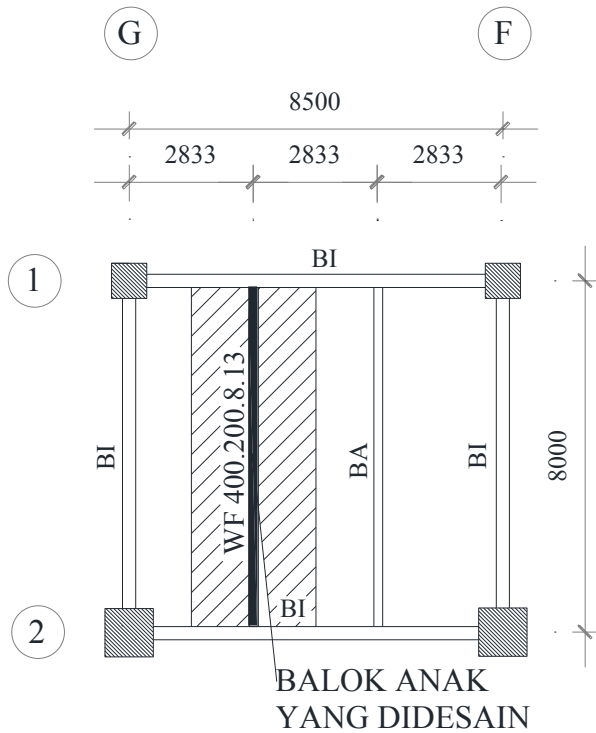
$$\begin{aligned} f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\ &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(867,28 + 283) \cdot 10^{-2} \cdot 800^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 13600} \right) \\ f_{ijin} &> f_x \rightarrow 3,33 \text{ cm} > 2,35 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

“ Profil WF 350 x 175 x 7 x 11 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap”

4.1.2.2 Balok Anak Lantai Perkantoran

Balok anak yang terletak pada lantai akan difungsikan sebagai perkantoran direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,54 cm
tw	= 8 mm	Zx	= 1286 cm ³
tf	= 13 mm	Zy	= 266 cm ³
A	= 84.12 cm ²	Sx	= 1190 cm ³
q	= 66 kg/m	Sy	= 174 cm ³
Ix	= 23700 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 1740 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm



Gambar 4.6 Denah Balok Lantai Perkantoran

- Beban- Beban Yang Bekerja
 - Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat spesi 2 x 21	= 42	kg/m ²
Berat tegel	= 24	kg/m ²
Berat beton 0,10 x 2400	= 240	kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10	kg/m ²
	= 344,1	kg/m ²

$$\begin{aligned}
 344,1 \text{ kg/m}^2 \times 2,83 \text{ m} &= 974,95 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 66 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 1040,95 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)

$$q_L = 2,83 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 708,33 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L \\
 &= 1,2 \cdot 1040,95 + 1,6 \cdot 708,33 = 2382,47 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- *Momen:*

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{8} \cdot q_U \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 2382,47 \cdot 8^2 \\
 &= 19059,79 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- *Gaya Geser:*

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{1}{2} \cdot q_U \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 2382,47 \cdot 8 \\
 &= 9529,89 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 50 cm

$$\left. \begin{aligned} L_p &= 226,003 \text{ cm} \\ L_r &= 658,357 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \text{ Dari Tabel (} L_p \text{ \& } L_r \text{)}$$

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} = Z_x \times f_y \\ &= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} = Z_y \times f_y \\ &= 266 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 665000 \text{ kg.cm} = 6650 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Persamaan Interaksi

$$\begin{aligned} \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} &\leq 1,0 \\ \frac{19059,79}{0,9 \cdot 32150} + \frac{0}{0,9 \cdot 6650} &\leq 1,0 \rightarrow 0,66 < 1,0 \rightarrow \text{(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 9529,89 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{342}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$42,75 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

Maka, $V_n = 0,6 f_y A_w = 0,6 f_y ((d-2t_f) \times tw)$

$$V_n = 0,6 \times 2500 \times ((20 - 2 \times 1,3) \times 0,8) = 44880 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 44880 \text{ kg} \\ &= 40392 \text{ kg} > 9529,89 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{800}{360} = 2,36 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f_x = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(1040,95 + 708,33) \cdot 10^{-2} \cdot 800^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 23700} \right) = 1,97 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} > f_x \rightarrow 2,36 \text{ cm} > 1,97 \text{ cm (OK)}$$

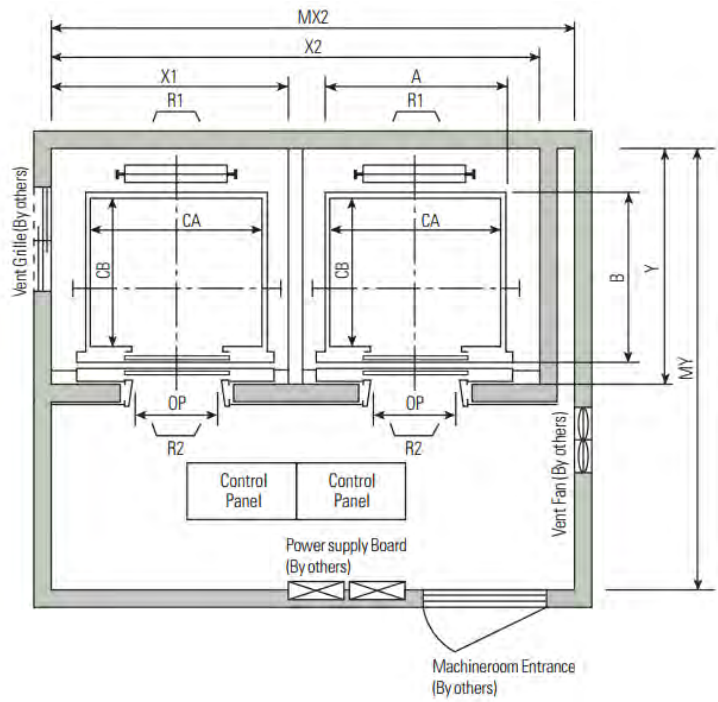
“ Profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai perkantoran”

4.1.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift 2 Car

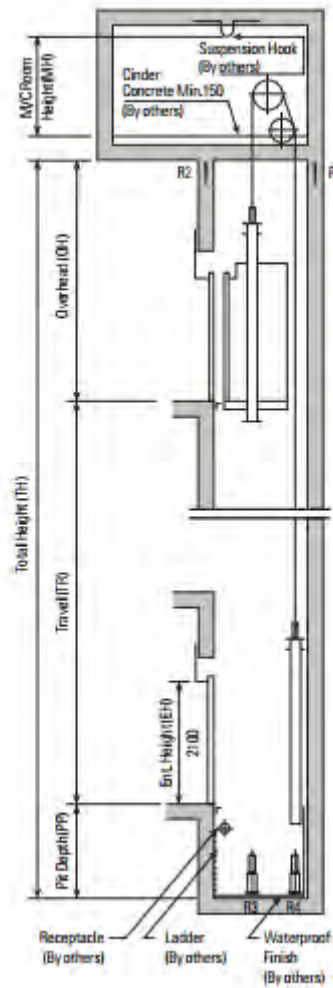
4.1.3.1 Spesifikasi Lift

Pada perencanaan balok lift meliputi balok- balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penggantung lift. Pada bangunan perkantoran ini menggunakan lift penumpang dengan data- data sebagai berikut:

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 11 Orang / 750 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 2 Car : 3700 x 1950 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1400 x 1350 mm²
 - Eksternal : 1460 x 1505 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car): 4000 x 3700 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - R₁ = 4550 kg
 - R₂ = 2800 kg



Gambar 4.7 *Lift*



Gambar 4.8 *Hoistway Section*

4.1.3.2 Rencana Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12,4 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3,29 cm
tw	= 6,5 mm	Zx	= 522 cm ³
tf	= 9 mm	Zy	= 104 cm ³
A	= 46,78 cm ²	Sx	= 481 cm ³
q	= 36,7 kg/m	Sy	= 67,7 cm ³
Ix	= 7210 cm ⁴	r	= 13 cm
Iy	= 508 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 256 mm

- Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Beban mati

Berat profil balok penggantung lift	= 36,7 kg/m
Berat sambungan (10%)	<u>= 3,67 kg/m</u>
qd	= 40,37 kg/m
- Beban hidup

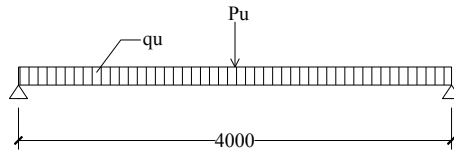
Digunakan beban hidup *maintenance*
 Beban hidup terpusat (P) = 100 kg
- Beban merata ultimate

qu = 1,2 x qd + 1,6 x P
 = (1,2 x 40,37) + (1,6 x 100) = 208,44 kg/m
- Beban terpusat lift

Pada pasal 4.7 Impact load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan beban lendutan atau spesifikasi teknik dari pembuat.
 Pada tabel perencanaan lift diperoleh:
 PU₁ = R₁. (1+100%)
 = 4550 x (1+100%) = 9100 kg

$$\begin{aligned}
 PU_2 &= R_2 \cdot (1+100\%) \\
 &= 2800 \times (1+100\%) = 5600 \text{ kg} \\
 \text{Dipilih beban PU terbesar} &= 9100 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Dalam Balok Penggantung Lift



Gambar 4.9 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}
 Ra &= Rb = \frac{1}{2} \times qu \times L + \frac{1}{2} \times Pu \\
 &= \frac{1}{2} \times 208,44 \times 4 + \frac{1}{2} \times 9100 \\
 &= 5008,58 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Momen maksimum

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times Pu \times L \\
 &= \frac{1}{8} \times 208,44 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 9100 \times 4 \\
 &= 10514,4 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser

$$\begin{aligned}
 Vu &= Ra \\
 &= 5008,58 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6,5} = 39,38$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = Z_x \times f_y$
 $= 522 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$
 $= 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 400 cm

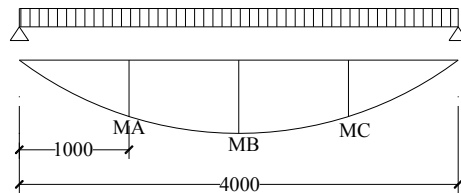
$L_p = 163,78 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_r = 478,2 \text{ cm}$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \times (M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)}) \leq M_p$$



Gambar 4.10 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$M_A = M_C$$

$$= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8)$$

$$= 5008,58 \times (4/4) - 208,44 \times (4/4) \times (4/8)$$

$$= 5383,33 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 10514,43 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3 \\
 &= \frac{12,5 \cdot 10514,43}{2,5 \cdot 10514,43 + 3 \cdot 5383,33 + 4 \cdot 10514,43 + 3 \cdot 5383,33} \\
 &= 1,305 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,305 \\
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 522 \cdot 2500 = 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m} \\
 M_r &= S_x \cdot (f_y - f_r) \\
 &= 481 \cdot (2500 - 700) = 865800 \text{ kg.cm} = 8658 \text{ kg.m} \\
 M_n &= C_b \times (M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)}) \leq M_p \\
 &= 1,31 \left[13050 + (13050 - 0,7 \times 2500 \times 481) \frac{(478,2 - 400)}{(478,2 - 163,78)} \right]
 \end{aligned}$$

$$= 12496,99 \text{ kg.m} < M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_n$$

Cek kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 12496,99 \text{ kg.m}$$

$$= 11247,29 \text{ kg.m} \geq 10514,43 \text{ kg.m} \quad \textbf{(OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 5008,58 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$39,38 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$V_n = 0,6 \times 2500 \times ((30-2 \times 0,9) \times 0,65) = 27495 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 27495 \text{ kg}$$

$$= 24745,5 \text{ kg} > 5008,58 \text{ kg} \quad \textbf{(OK)}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f^o = \frac{5((qdl+qll)/100)l^4}{384 \cdot E I_x} + \frac{P \cdot l^3}{48 E I_x}$$

$$f^o = \frac{5 \times ((40,37+100)/100) \times 400^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 7210} + \frac{9100 \times 400^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 7210}$$

$$= 0,84 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} > f^o \rightarrow 0,84 \text{ cm} > 1,11 \text{ cm (OK)}$$

Profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift

4.1.4 Perencanaan Tangga Dan Bordes

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Pada gedung perkantoran One Galaxy ini struktur tangga direncanakan menggunakan konstruksi dari baja.

Data Teknis Tangga

- Mutu baja = BJ-41
- Tinggi antar lantai = 550 cm
- Tinggi bordes = 275 cm
- Panjang tangga = 500 cm
- Lebar tangga = 120 cm
- Lebar bordes = 100 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Lebar pegangan tangga = 10 cm

4.1.4.1 Perencanaan Tangga

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan Jumlah Injakan dan Kemiringan Tangga

Tinggi injakan (t) = 16 cm

Jumlah tanjakan = $\frac{(550/2)}{16} = 17,19$ buah = 18 buah

Jumlah injakan (n) = 18 - 1 = 17 buah

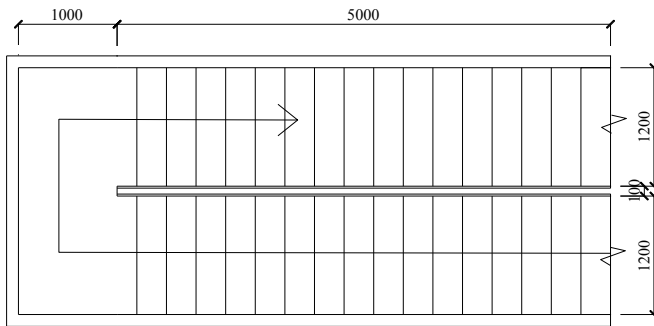
$60 \text{ cm} \leq (2 \times 16 + 30) \leq 65 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} < (62) \text{ cm} < 65 \text{ cm}$ (OK)

Lebar bordes = 150 cm

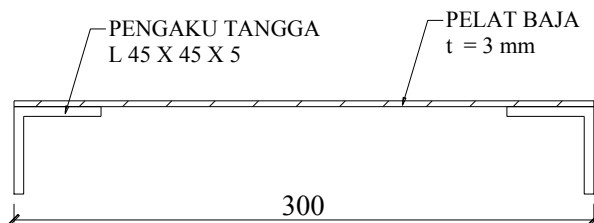
Lebar tangga = 120 cm

$a = \arctan \left(\frac{(550/2)}{500} \right) = 28,8^\circ$



Gambar 4.11 Denah Tangga

- Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.12 Pelat Anak Tangga

- Perencanaan Tebal Anak Tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,003 \times 1,2 \times 7850 = 28,26 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} \quad \frac{\quad}{q_D} = 2,83 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 31,09 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 31,09 \times 0,3^2 = 0,35 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 360 \times 0,3^2 = 4,05 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/4 P_L l = 1/4 \times 100 \times 0,3 = 7,5 \text{ kg.m (menentukan)}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,35 \text{ kgm} = 0,49 \text{ kg.m}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,35 + 1,6 \times 7,5$$

$$= 12,42 \text{ kg.m (menentukan)}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = 1/4 . b . h^2 = 0,25 \times 120 \times 0,3^2 = 2,70 \text{ cm}^3$$

$$\phi M_n = \phi Z_x \times f_y = 0,9 \times 2,70 \times 2500 = 6075 \text{ kg.cm}$$

$$= 60,75 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat : } \phi M_n > M_u$$

$$60,75 \text{ kg.m} > 12,42 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 0,3^3 = 0,27 \text{ cm}^4$$

$$f^o = \frac{5 \left(\frac{(q_D l + q_L l)}{100} \right) l^4}{384 . E I_x}$$

$$= \frac{5((31,09 + 360)/100) . 30^4}{384 . 2 . 10^6 . 0,27} = 0,076$$

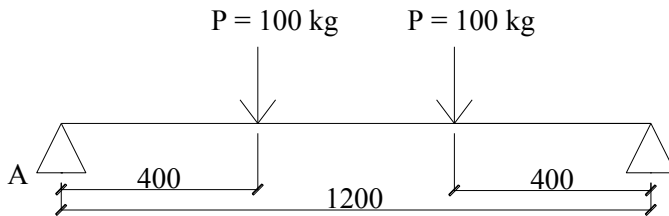
$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,076 < 0,083 \text{ cm (OK)}$$

4.1.4.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 5 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll} b = 45 \text{ mm} & I_x = 7,83 \text{ cm}^4 & Z_x = 2,43 \text{ cm}^3 \\ tw = 5 \text{ mm} & I_y = 7,83 \text{ cm}^4 & i_x = 1,35 \text{ cm} \\ W = 3,38 \text{ kg/m} & A = 4,3 \text{ cm}^2 & i_y = 1,35 \text{ cm} \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.13 Model Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = (0,3 \times 0,5) \times 0,003 \times 7850 = 3,53 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat baja siku } 45 \times 45 \times 5 & & = 3,38 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & = 6,91 \text{ kg/m} \end{array}$$

Alat penyambung (10%)

$$\begin{array}{rcl} & & = 0,69 \text{ kg/m} + \\ & & \hline q_D & = & 7,60 \text{ kg/m} \end{array}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 300 \times (0,3 \times 0,5) = 45 \text{ kg/m}$$

$$p_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 7,60 \times 1,2^2 = 1,37 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban hidup merata}$$

$$= 1/8 \times 45 \times 1,2^2 = 8,10 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban hidup terpusat}$$

$$= 1/3 \times 100 \times 1,2 = 40 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,2(1/2 \times q_D \times 1,2) + 1,6(1/2 \times P \times 2) \\
 &= 1,2 (1/2 \times 7,604 \times 1,2) + 1,6 (1/2 \times 100 \times 2) \\
 &= 165,47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= 1,2 \times 1,37 + 1,6 \times 40 = 65,642 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{45}{5} = 9$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p$ penampang kompak

Penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 Z_x &= (t_w \times d) \times \frac{1}{2} d + (t_w \cdot (b - t_w)) \times \frac{1}{2} t_w \\
 &= (0,5 \times 4,5) \times \frac{1}{2} \times 4,5 + (0,5 \times (4,5 - 0,5)) \times \frac{1}{2} \times 0,5 \\
 &= 5,56 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \times f_y = 2500 \times 5,56 = 13906,25 \text{ kg.cm} \\
 &= 139,06 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 139,06 \\
 &= 125,16 \text{ kg.m} \geq 65,64 \text{ kg.m (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(45 - 5)}{5} = 8; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned}
 \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (4,5 \times 0,5) \\
 &= 3375 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 3375 \text{ kg}$$

$$= 3037,5 \text{ kg} \geq 165,47 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0,5 \text{ cm}$$

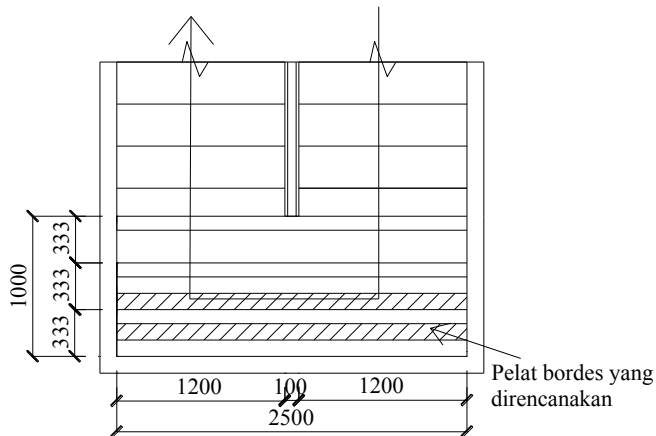
$$f^o = \frac{5((qdl + qll)/100)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{23}{648} \frac{P \cdot l^3}{EI_x}$$

$$f^o = \frac{5((7,60 + 45)/100)120^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7,83} + \frac{23}{648} \frac{100 \cdot 120^3}{2 \cdot 10^6 \cdot 7,83}$$

$$= 0,48$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,48 \text{ cm} < 0,50 \text{ cm (OK)}$$

4.1.4.3 Perencanaan Bordes



Gambar 4.14 Denah Bordes

Direncanakan pelat bordes dengan spesifikasi sebagai berikut:

Tebal pelat bordes = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,003 \times 1 \times 7850 = 23,55 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 2,35 \text{ kg/m} +$$

$$q_D = 25,91 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 300 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$$

$$= 1/8 \times 25,91 \times (0,3)^2 = 0,35 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 300 \times (0,7)^2 = 4,08 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 0,35 + 1,6 \times 4,08 = 6,96 \text{ kg.m}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} b h^2 = \frac{1}{4} \times 100 \times 0,3^2 = 2,25 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 2,25 \times 2500$$

$$= 5625 \text{ kg.cm} = 56,25 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 56,25$$

$$= 50,63 \text{ kgcm} \geq 6,96 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{70}{240} = 0,14$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 100 \times 0,3^3 = 0,225 \text{ cm}^4$$

$$f^o = \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x}$$

$$= \frac{5((25,91 + 300)/100) \cdot 30^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,225} = 0,11$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,11 \text{ cm} < 0,14 \text{ cm (OK)}$$

Direncanakan balok bordes memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

d	= 100 mm	ix	= 3,98 cm
bf	= 50 mm	iy	= 1,12 cm
tw	= 5 mm	Zx	= 42 cm ³
tf	= 7 mm	Zy	= 9 cm ³
A	= 11,85 cm ²	Sx	= 37,5 cm ³
q	= 9,3 kg/m	Sy	= 5,91 cm ³
Ix	= 187 cm ⁴	r	= 8 cm
Iy	= 14,8 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 70 mm

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 0,007 \times 0,5 \times 7850 &= 27,48 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &&= 9,3 \text{ kg/m} + \\
 &&= 36,78 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan dll 10\%} &&= 3,68 \text{ kg/m} + \\
 q_D &&= 40,45 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup

Bordes tangga perkantoran

(Tabel 3.1 PPIUG 1983) = 300 kg/m²

Total beban hidup (q_L) = 0,5 x 300 = 150 kg/m

Perhitungan gaya dalam

$$\begin{aligned}
 V_D &= \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L \\
 &= \frac{1}{2} \times 40,45 \times 1,5 \\
 &= 30,34 \text{ kg} \\
 M_D &= \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 40,45 \times (1,5)^2 \\
 &= 11,38 \text{ kg.m} \\
 V_L &= \frac{1}{2} \times q_L \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 150 \times 1,5 \\
 &= 112,5 \text{ kg} \\
 M_L &= \frac{1}{8} \times q_L \times L^2
 \end{aligned}$$

$$= 1/8 \times 150 \times (1,5)^2$$

$$= 42,19 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$= 1,2(30,34) + 1,6(112,5) = 216,4 \text{ kg}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2(11,38) + 1,6(42,19) = 81,15 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ penampang kompak

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{100 - 2(8+7)}{5} = 14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 42$$

$$= 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 81,15 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

$$V_u = 216,4 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

Maka, $V_n = 0,6 f_y A_w$

$$= 0,6 \times 2500 \times ((100 - (2 \times 7)) \times 5) = 6450 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \cdot 6450 \text{ kg}$$

$$= 5805 \text{ kg} > 216,4 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \frac{150}{240} = 0,625 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f_x = \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(40,45 + 150) \cdot 10^{-2} \cdot 150^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 187} \right)$$

$$= 0,034 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} > f_x \rightarrow 0,625 \text{ cm} > 0,034 \text{ cm (OK)}$$

Profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok bordes pada anak tangga.

4.1.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 200 mm	ix	= 8,24 cm
bf	= 150 mm	iy	= 2,22 cm
tw	= 5,5 mm	Zx	= 200 cm ³
tf	= 8 mm	Zy	= 41 cm ³
A	= 27,16 cm ²	Sx	= 184 cm ³
q	= 21,3 kg/m	Sy	= 26,8 cm ³
Ix	= 1840 cm ⁴	r	= 11 cm
Iy	= 134 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 2500 kg/cm ²		= 162 mm

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\text{Berat pelat } 0,003 \times (1,2 \times 0,5) \times 7850 = 14,13 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku } 3,38 \times 2 = 6,76 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil balok } 21,3 / \cos(28,81) = 24,31 \text{ kg/m} +$$

$$= 45,20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat alat penyambung } 10\% = 4,52 \text{ kg/m} +$$

$$q_{D1} = 49,72 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 480 \times 0,6 / \cos 32,74 = 328,69 \text{ kg/m}$$

$$q_{U1} = 1,2 q_D + 1,6 q_L$$

$$= 1,2 \times 49,72 + 1,6 \times 328,69$$

$$= 585,56 \text{ kg/m}$$

- Perencanaan Pembebanan Dan Gaya Dalam Bordes

Beban mati

$$\text{Berat profil} = 21,3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bordes } 0,005 \times 0,6 \times 7850 = 23,55 \text{ kg/m} +$$

$$= 44,85 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat penyambung } 10\% = 4,49 \text{ kg/m} +$$

$$q_{D2} = 49,34 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

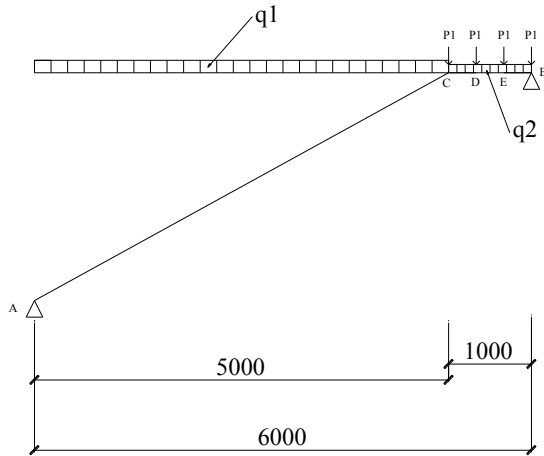
$$q_{L2} = 480 \times 0,6 = 288 \text{ kg/m}$$

$$q_{U2} = 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2}$$

$$= 1,2 \times 49,34 + 1,6 \times 288 = 520 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

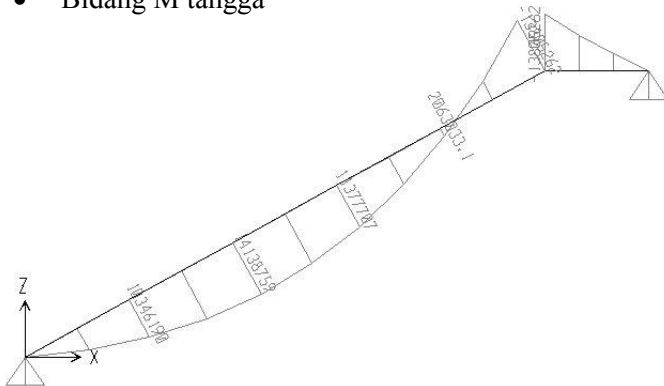
$$p_1 = 9,3 \times 0,6 = 5,58 \text{ kg}$$



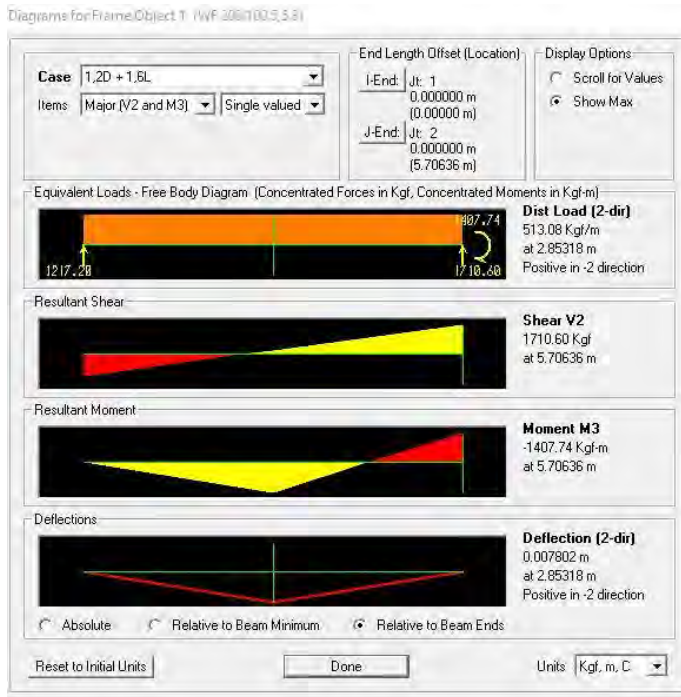
Gambar 4.15 Model Pembebanan Balok Utama Tangga

Perhitungan gaya dalam tangga menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14. Struktur tangga dimodelkan secara dua dimensi dan terdapat perletakan sendi-sendi pada kedua ujungnya.

- Bidang M tangga



Gambar 4.16 Bidang momen tangga

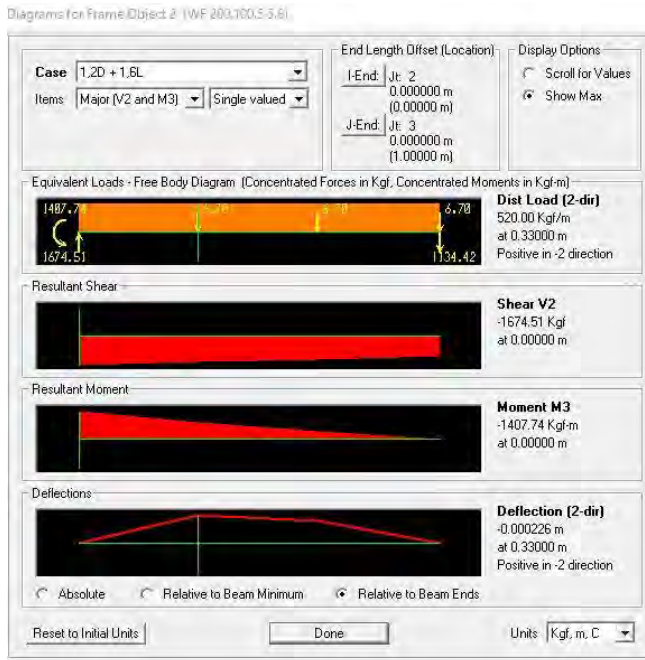


Gambar 4.17 Diagram for frame object 1 SAP 2000

Dari hasil analisis SAP 2000 dengan mempertimbangkan beban-beban yang ada, dihasilkan gambar bidang momen seperti terlampir pada gambar 4.16. Pada bagian balok yang memikul beban tangga, dihasilkan nilai momen positif dan negatif. Berikut merupakan nilai momen yang terjadi pada balok tangga:

- $M_a = 0 \text{ kg.m}$
- $M_{c_{ki}} = 1407,74 \text{ kg.m}$

Nilai momen maksimum yang terjadi pada balok pemikul anak tangga adalah sebesar $M_{maks} = 1407,74 \text{ kg.m}$ yang terjadi pada jarak 5,7 meter dari perletakkan A.



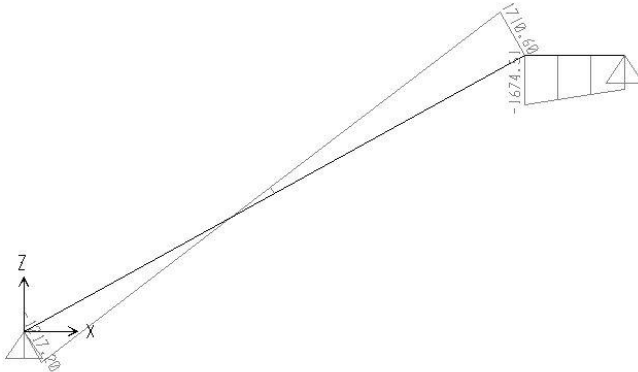
Gambar 4.18 Diagram for frame object 2 SAP 2000

Pada bagian balok yang memikul beban tangga, dihasilkan nilai momen positif dan negatif. Berikut merupakan nilai momen yang terjadi pada balok tangga:

- $M_b = 0 \text{ kg.m}$
- $M_{c \text{ ka}} = 1407,74 \text{ kg.m}$

Nilai momen maksimum yang terjadi pada balok pemikul anak tangga adalah sebesar $M_{c \text{ ka}} = 1407,74 \text{ kg.m}$ yang terjadi pada bagian C.

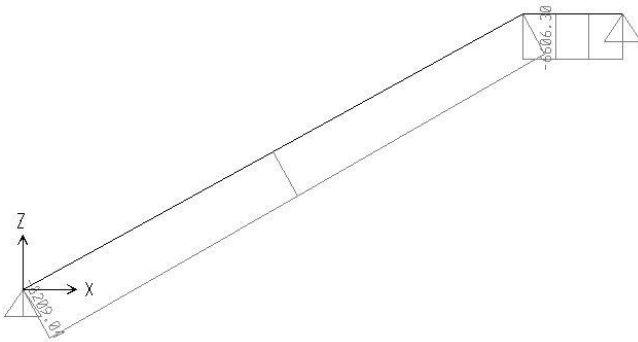
- Bidang D tangga



Gambar 4.19 Bidang D tangga

Gaya geser maksimum yang terjadi pada tangga adalah sebesar $V_{maks} = 1710,6$ kg yang dapat dilihat pada gambar 4.17.

- Bidang N tangga



Gambar 4.20 Bidang N tangga

Gaya aksial maksimum yang terjadi pada tangga adalah sebesar $P_{maks} = 8209,04$ kg

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal
 - Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 200$$

$$= 500000 \text{ kg.cm}$$

$$= 5000 \text{ kg.m}$$
- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 16^2} = 34 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$L_p = 163,77 \text{ cm}$$

$$L_r = 478,20 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_p \\ L_r \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek, maka } M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 200 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5000$$

$$= 4500 \text{ kg.m} \geq 1407,74 \text{ kg.m (OK)}$$
- Kontrol Geser

$$V_u = 1209,18 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{162}{5,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$29,45 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times ((200-2.8) \times 5,5) = 15180 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 15180 \text{ kg}$$

$$= 13662 \text{ kg} > 1710,6 \text{ kg (OK)}$$

- Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

$$L = \sqrt{(500)^2 + (275)^2} = 570,64 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,7 \text{ (sendi - jepit)}$$

$$\lambda = k_c \times L = 0,7 \times 570,64 = 399,44 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{399,44}{\pi \cdot 2,22} \sqrt{\frac{250}{200000}} \\ = 2,02 \rightarrow \lambda_c > 1,2$$

$$\omega = 1,25 \lambda_c^2 = 1,25 \cdot 2,02^2 = 5,13$$

$$P_n = \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{27,16 \times 2500}{5,13} = 13247,73 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 13247,73 \text{ kg}$$

$$= 11260,57 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{5296,84}{11260,57} = 0,47 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2}$$

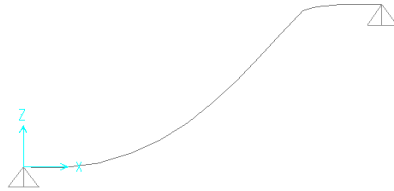
$$= \frac{P_u}{\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$= \frac{8209,04}{2 \cdot 11260,57} + \left[\frac{1407,74}{4500} + 0 \right] \leq 1,0$$

$$= 0,11 < 1 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(500)^2 + (275)^2}}{240} = 2,38$$



Gambar 4.21 Analisa Lendutan Balok Utama Tangga

$f^0 = 0,7 \text{ cm}$ (Hasil analisa SAP)

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,7 \text{ cm} < 2,38 \text{ cm}$ (OK).

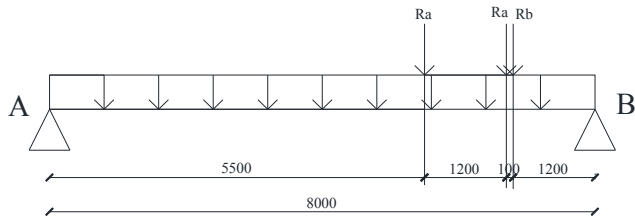
4.1.4.5 Balok Penumpu Tangga

Balok utama penumpu tangga direncanakan memakai profil WF 350 x 175 x 7 x 11 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 350 mm	ix	= 14,7 cm
bf	= 175 mm	iy	= 3,95 cm
tw	= 7 mm	Zx	= 841 cm ³
tf	= 11 mm	Zy	= 172 cm ³
A	= 63,14 cm ²	Sx	= 775 cm ³
q	= 49,6 kg/m	Sy	= 112 cm ³
Ix	= 13600 cm ⁴	r	= 14 cm
Iy	= 984 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 300 mm

- **Pembebanan**

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Ra dan Rb) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.22 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 1710,6 \text{ kg}$$

$$R_b = 1674,51 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Berat profil} = 36,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 2,75 \times 100 = 275 \text{ kg/m} +$$

$$= 296,3 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = 29,63 \text{ kg/m} +$$

$$= 342,87 \text{ kg/m}$$

- Reaksi Perletakan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 8 - R_a \cdot 5,5 - R_a \cdot 6,7 - R_b \cdot 6,8 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 8^2 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{1710,6 \times 5,5 + 1710,6 \times 6,7 + 1674,51 \times 6,8 + \frac{1}{2} \times 325,93 \times 8^2}{8}$$

$$= 5460,24 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 8 - R_a \cdot 2,5 - R_a \cdot 1,3 - R_b \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 8^2 = 0$$

$$R_{va} = \frac{1753,08 \times 1,3 + 1717,05 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 325,93 \times 2,5^2}{2,5}$$

$$= 2491,95 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = R_{va} + R_{vb} - R_a - R_a - R_b - q \times 8$$

$$= 2435,19 + 5403,479 - 1710,6 - 1710,6 - 1674,51 - 342,87 \times 8$$

$$= 0 \text{ (OK)}$$

- Perhitungan Gaya Dalam

Momen maksimum

Diambil dari SAP 2000

$$M_{\max} = 14764,36 \text{ kg.m}$$

Gaya geser

$$V_U = -R_{vb} = -5460,24 \text{ kg}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2 \times 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,86$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 841$$

$$= 2102500 \text{ kg.cm}$$

$$= 21025 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 120 cm

$L_p = 138,89 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_r = 428,22 \text{ cm}$ }

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 841 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 2102500 \text{ kg.cm} = 21025 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 21025$$

$$= 18922,5 \text{ kg.m} \geq 14764,36 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 5460,24 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{300}{7} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$42,86 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times ((350-2 \times 1,1) \times 0,7) = 34440 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 34440 \text{ kg}$$

$$= 30996 \text{ kg} > 5460,24 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{800}{240} = 3,33$$



Gambar 4.23 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga

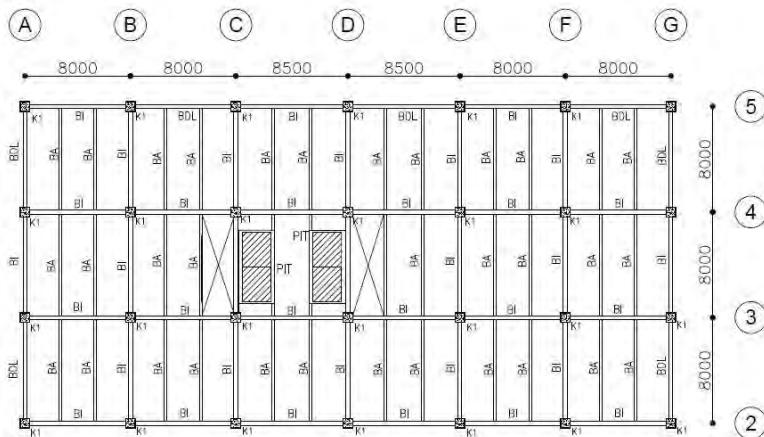
$$f^o = 2,53 \text{ cm (Hasil analisa SAP)}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 2,53 \text{ cm} < 3,33 \text{ cm (OK)}$$

4.2 Pemodelan Struktur

4.2.1 Penjelasan Umum

Pemodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frames* (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan perkantoran 26 lantai dan 1 lantai basement, dengan denah rencana struktur adalah sebagai berikut:



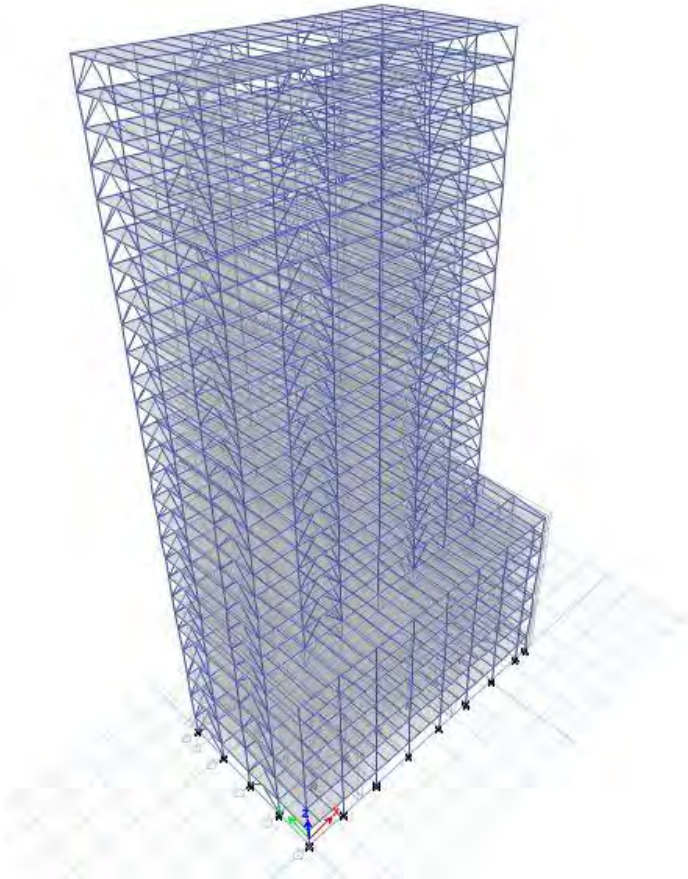
Gambar 4.24 Denah Struktur Perkantoran One Galaxy

Pada gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan arah horizontal mengikuti arah sumbu X. Sistem rangka baja yang direncanakan pada tugas akhir ini menggunakan Inverted-V brace EBF yang dipasang pada tepi bangunan.

Permodelan struktur perkantoran dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2015. Pada program ETABS 2015, struktur perkantoran akan dimodelkan sesuai dengan kondisi sebenarnya,

sehingga dapat dijadikan acuan dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2002 (Baja) dan SNI-1726-2012 (Gempa).

Berikut adalah permodelan yang dilakukan dalam program ETABS 2015:



Gambar 4.25 Pemodelan Struktur Gedung Perkantoran One Galaxy

4.2.2 Pemodelan Struktur pada ETABS 2015

4.2.2.1 Data definisi material

Data material dalam pemodelan ETABS 2015 adalah data material elemen struktur baja dan beton. Data masukkan material yang telah didefinisikan dapat dilihat pada gambar 5.3

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS 2015. The left window shows properties for material '0.41' (Steel), and the right window shows properties for material 'K300' (Concrete). Both windows include sections for General Data, Material Weight and Mass, Mechanical Property Data, Design Property Data, and Advanced Material Property Data.

Material Name	Material Type	Directional Symmetry Type	Material Display Color	Material Notes
0.41	Steel	Isotropic	Change...	Modify/Show Notes
K300	Concrete	Nonlinear	Change...	Modify/Show Notes

Material Weight and Mass	Material Weight and Mass
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density
<input type="radio"/> Specify Mass Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m ³	Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m ³
Mass per Unit Volume: 800.477 kgf/m ³	Mass per Unit Volume: 244.732 kgf/m ³

Mechanical Property Data	Mechanical Property Data
Modulus of Elasticity, E: 2.039E+10 kgf/m ²	Modulus of Elasticity, E: 2363333052 kgf/m ²
Poisson's Ratio, U: 0.3	Poisson's Ratio, U: 0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C	Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
Shear Modulus, G: 7943970709 kgf/m ²	Shear Modulus, G: 999472105 kgf/m ²

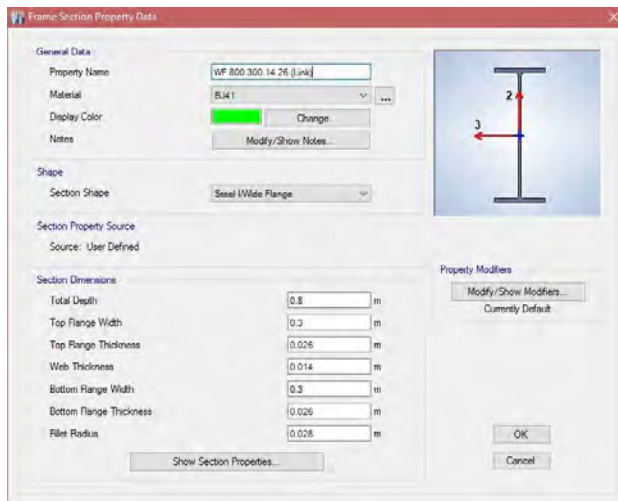
Design Property Data	Design Property Data
Modify/Show Material Property Design Data...	Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data	Advanced Material Property Data
Nonlinear Material Data...	Nonlinear Material Data...
Material Damping Properties...	Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...	Time Dependent Properties...

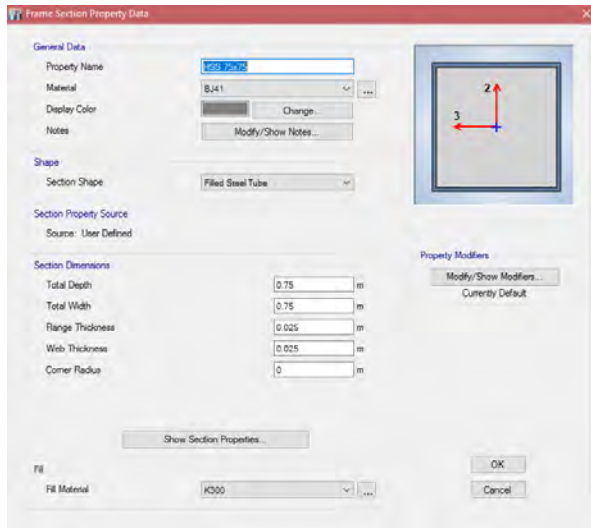
Gambar 4.26 Input Define Material pada ETABS 2015

4.2.2.2 Data definisi elemen struktur

Data definisi elemen struktur dalam pemodelan ETABS 2015 adalah data spesifikasi elemen struktur dari kolom, balok, dan bresing yang digunakan. Data definisi elemen struktur kolom dapat dilihat pada gambar 5.4 dan data definisi elemen balok dapat dilihat pada gambar 5.5.



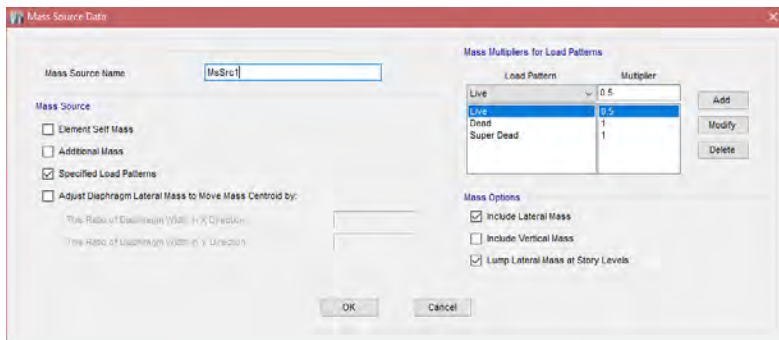
Gambar 4.27 Input Pemodelan WF Balok Induk pada ETABS 2015



Gambar 4.28 Input Pemodelan Kolom CFT pada ETABS 2015

4.2.2.3 Besaran massa

Besaran massa sebuah elemen struktur (*mass source*) adalah massa struktur pada program ETABS 2015 yang digunkaakn pada perhitungan massa untuk analisa modal. Dalam peninjauan pembebanan gempa, massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,5.



Gambar 4.29 Input *Mass Source* pada ETABS 2015

4.2.3 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada acuan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan penjelasan sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata ringan sebesar 100 kg/m^2

- Berat spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat *ducting* dan *plumbing* sebesar 10 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Pembebanan beban mati pada struktur *Office One Galaxy* adalah sebagai berikut

- a. Pelat atap $= 306,1 \text{ kg/m}^2$
- b. Pelat lantai perkantoran $= 344,1 \text{ kg/m}^2$

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m^2 . Beban hidup yang bekerja pada perkantoran dan *mall* ini adalah sebagai berikut:

- Lantai atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Lantai perkantoran $= 250 \text{ kg/m}^2$

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Yogyakarta termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia yaitu pada website Puskim.go.id.

4. Data Tanah

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan test penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah:

$\tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Keras}$
 $15 \geq \tilde{N} \geq 50 = \text{Tanah Sedang}$
 $\tilde{N} < 15 = \text{Tanah Lunak}$

Tabel 4.1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	0	0	0.00
Lapisan 2	2	2	0	0.00
Lapisan 3	4	2	5	0.40
Lapisan 4	6	2	2	1.00
Lapisan 5	8	2	0	0.00
Lapisan 6	10	2	0	0.00
Lapisan 7	12	2	0	0.00
Lapisan 8	14	2	2	1.00
Lapisan 9	16	2	3	0.67
Lapisan 10	18	2	13	0.15
Lapisan 11	20	2	18	0.11
Lapisan 12	22	2	26	0.08
Lapisan 13	24	2	34	0.06
Lapisan 14	26	2	30	0.07
	26			3.53

$$\tilde{N} = \frac{26}{3.53} = 7,36 < 15$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs E).

4.2.3.1 Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari analisis menggunakan program ETABS 2015 untuk kombinasi 1D +1L.

4.2.3.2 Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur perkantoran One Galaxy ini terdiri dari 26 tingkat + 1 Basement yang memiliki ketinggian 117,6 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.3.3 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

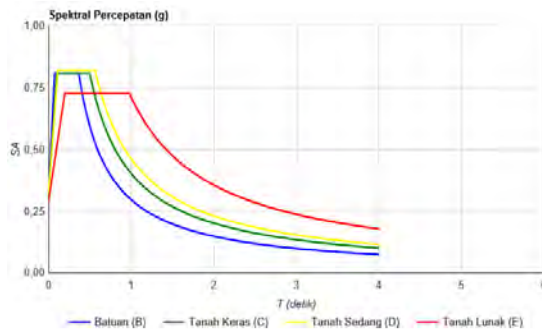
4.2.3.4 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response*

spectrum merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Yogyakarta dengan kondisi tanah lunak (kelas situs E).

Tabel 4.2 Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

PGA (g)	0,529
S _s (g)	1,212
S ₁ (g)	0,444
C _{RS}	0,928
C _{R1}	0
F _{PGA}	0,9
F _A	0,9
F _V	2,4
PSA (g)	0,476
S _{MS} (g)	1,091
S _{M1} (g)	1,067
S _{DS} (g)	0,727
S _{D1} (g)	0,711
T ₀ (detik)	0,196
T _S (detik)	0,978



Gambar 4.30 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta

4.2.3.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 diperoleh nilai-nilai batasan yaitu:

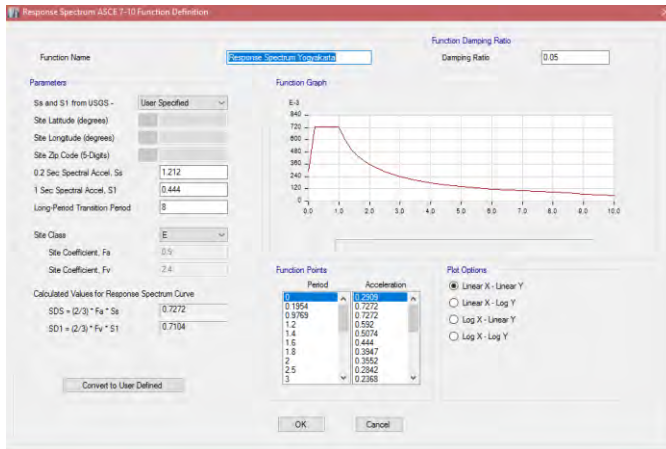
Tabel 4.3. Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

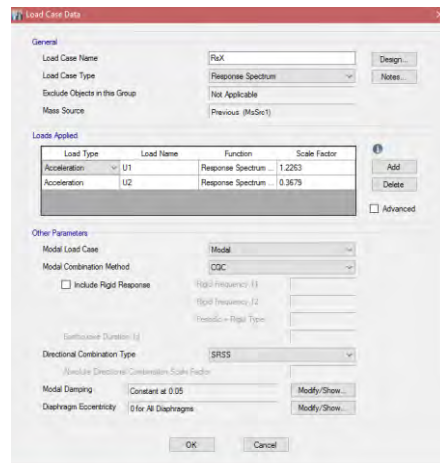
4.2.3.6 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu factor keamanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan perkantoran. Pada tabel 1 SNI 03-1726-2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

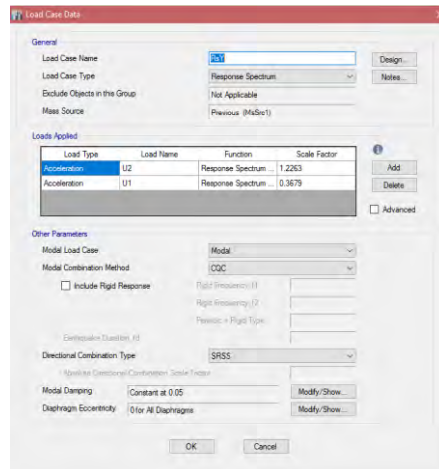
Dalam input beban gempa dinamis dalam ETABS 2015 dengan menggunakan fungsi *respon spectrum* yang dapat dilihat pada gambar 5.8 dan input load cases pembebanan gempa dengan meninjau faktor reduksi gempa, faktor keutamaan, dan arah pembebanan yang dikalikan dengan faktor skala.



Gambar 4.31 Grafik Respon Spektrum Situs E Yogyakarta



Gambar 4.32 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X



Gambar 4.33 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y

4.2.3.7 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik yang digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa ini adalah sistem rangka bangunan dengan rangka bresing eksentris. Dengan S_{DS} sebesar 0,727, S_{D1} sebesar 0,711 dan kategori resiko II maka dimasukan KDS E maka digunakan sistem rangka pemikul momen khusus dengan bresing eksentris.

4.2.3.8 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1726-2012 sebagai berikut::

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2 D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 D + 1,0 E + 1/0,5 LL
- 0,9 D + 1,0 W
- 0,9 D + 1,0 E

Keterangan :

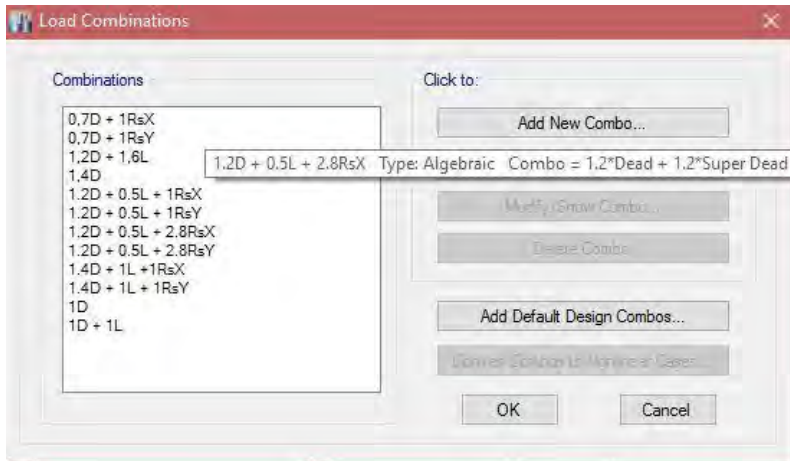
DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS 2015 dengan menggunakan *define load combination* dapat dilihat pada gambar 5.11



Gambar 4.34 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2015

4.2.4 Eksentrisitas Bangunan

Untuk mendapatkan nilai eksentrisitas pada sebuah bangunan, harus dilakukan pengecekan ketidakberaturan struktur pada sebuah bangunan. Ketidakberaturan struktur terdiri dari dua jenis, yaitu ketidakberaturan horizontal dan vertikal. Menurut SNI 1726-2012 tabel 10 dan tabel 11, struktur gedung Office One Galaxy ini terdapat ketidakberaturan struktur yaitu sebagai berikut

- Ketidakberaturan Horizontal
 1. Ketidakberaturan torsi berlebihan: didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata dikedua ujung struktur. Maka dirujuk pada SNI 1726-2012 pasal 7.3.3.4, 7.7.3, 7.8.4.3, 7.12.1, tabel 13, 12.2.2.
- Ketidakberaturan Vertikal
 1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak: didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat diatasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat diatasnya. Maka dirujuk pada SNI 1726-2012 tabel 13.

4.2.4.1 Ketidakberaturan Horizontal

Menurut pasal 7.3.3.4 SNI 1726-2012, gaya desain yang ditentukan berdasarkan pasal 7.10.1.1 harus ditingkatkan 25 persen untuk elemen-elemen sistem penahan gaya gempa dibawah ini:

1. Sambungan antara diafragma dengan elemen-elemen vertikal dan elemen kolektor
2. Elemen kolektor dan sambungannya termasuk sambungan ke elemen vertikal dari sistem penahan gaya gempa.

Pasal 7.7.3 SNI 1726-2012, pemodelan struktur harus dianalisis menggunakan penggambaran 3D. Sedangkan pada pasal 7.8.4.3 SNI 1726-2012, momen torsi di masing-masing tingkat dikalikan dengan pembesaran torsi (A_x) dengan

$$Ax = \frac{\delta_{max}}{1,2\delta_{avg}} = \frac{38,72}{1,2 \times 24,77} = 1,7$$

Kontrol simpangan antar lantai harus dikontrol dengan batasan simpangan antar lantai tingkat pada pasal 7.12.1 SNI 1726-2012. Menurut tabel 13, struktur ini diijinkan untuk dikontrol dengan statik ekivalen pada pasal 7.8 dan Respon Spektrum (MCE) pada pasal 7.9 SNI 1726-2012. Lalu perhitungan parameter percepatan respons spectral MCE_R , S_{MS} , S_{M1} harus ditentukan dengan perhitungan pada pasal 6.2 SNI 1726-2012.

4.2.4.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak harus mengikuti pasal referensi tabel 13 dimana struktur ini diijinkan untuk dikontrol dengan statik ekivalen pada pasal 7.8 dan Respon Spektrum (MCE) pada pasal 7.9 SNI 1726-2012.

4.2.4.3 Eksentrisitas

Sebelum menghitung eksentrisitas, dapat dihitung terlebih dahulu torsi tak terduga yang terjadi sehingga momen torsi dapat dihitung dengan jarak yang ada pada perhitungan dibawah ini

$$L_x = 49 \text{ m}$$

$$L_y = 24 \text{ m}$$

$$F_x = 2784517 \text{ kg (didapat dari perhitungan linear statik ekivalen)}$$

$$F_y = 835355 \text{ kg (didapat dari 30\% } F_x)$$

Eksentrisitas didapatkan dari persamaan

$$e_x = e_{ox} + 0,05 \cdot L_x \cdot A_x = 0 + 0,05 \cdot 49 \cdot 1,7 = 4,16 \text{ m}$$

$$e_y = e_{oy} + 0,05 \cdot L_y \cdot A_y = 0 + 0,05 \cdot 24 \cdot 1,1 = 1,33 \text{ m}$$

4.2.5 Analisis Struktur

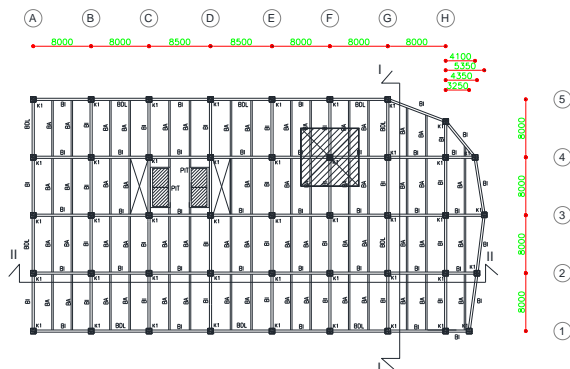
Hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan- batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol- kontrol tersebut adalah sebagai berikut:

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

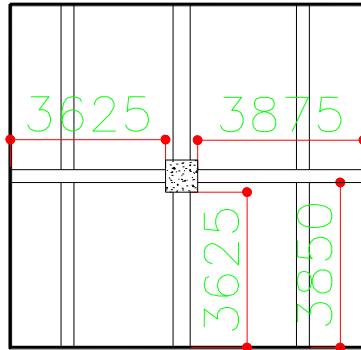
Sebelum melakukan kontrol- kontrol diatas, untuk membuktikan hasil permodelan struktur sesuai dengan keadaan sesungguhnya, maka dibutuhkan pemeriksaan secara manual. Pembuktian ini bisa dilakukan dengan cara membandingkan hasil analisa ETABS 2015 pada satu kolom yang ditinjau dengan kombinasi 1D+1L. Hasil perbandingan analisa dengan ETABS 2015 dengan perhitungan manual tidak boleh melebihi batasan 5%.

Dari hasil analisis struktur juga, dipilih gaya dalam maksimum yang terjadi pada masing- masing elemen struktur sebagai kontrol kapasitas penampang.

4.2.5.1 Kontrol Pemodelan Struktur



Gambar 4.35 Area Pembebanan kolom yang akan ditinjau



Gambar 4.36 Detail Area Pembebanan Kolom yang akan ditinjau

Tabel 4.4 Perhitungan Tributary Area pada kolom F-4 di Lantai Ground

Keterangan	Berat	Berat jenis	Jumlah	Panjang	Luas (m ²)	Berat (kg)
qL lantai	250		24		64	384000
qL atap	100		1		64	6400
qD lantai	344.1		24		64	528537.6
qD atap	306.1		1		64	19590.4
Beton Kolom 1		2400	17	4.2	0.5625	96390
Beton Kolom 2		2400	4	4	0.5625	21600
Beton Kolom 3		2400	2	5.5	0.5625	14850
Beton Kolom 4		2400	2	6.5	0.5625	17550
Tubing Kol. 1	2.88		17	4.2		205.632
Tubing Kol. 2	2.88		4	4		46.08
Tubing Kol. 3	2.88		2	5.5		31.68
Tubing Kol. 4	2.88		2	6.5		37.44
BI lantai	175		24	14.8		62160
BA lantai	66		24	16		25344
BI atap	175		1	14.8		2590
BA atap	49.6		1	16		793.6
TOTAL						1180126

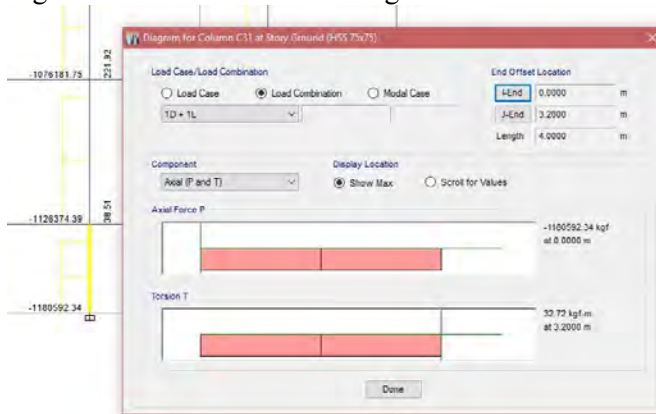
Rincian pembebanan beban mati adalah sebagai berikut:

- Pelat atap = 306,1 kg/m²
- Pelat lantai perkantoran = 344,1 kg/m²

Rincian pembebanan beban hidup adalah sebagai berikut:

- Lantai atap = 100 kg/m²
- Lantai perkantoran = 250 kg/m²

Total beban mati dan beban hidup (1D + 1L) hasil perhitungan manual adalah 1189515 kg atau 1189.51 ton



Gambar 4.37 Output 1D + 1L dari kolom F-4 pada ETABS 2015

Hasil beban mati dan beban hidup (1D + 1L) dari ETABS 2015 adalah 1180592 kg atau 1180,592 ton, maka selisih antara perhitungan manual dengan hasil output adalah

$$(1180,592 - 1180,126) = 0,46 \text{ ton}$$

$$(0,46 / 1180,592) \times 100\% = 0,04\% \leq 5\% \dots (\text{OK})$$

Pemodelan Struktur dapat diterima (**OK!!**)

4.2.5.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam atau mode yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing-masing arah

horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program ETABS 2015 untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel 5.5 dibawah ini.

Tabel 4.5 Rasio Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec			
Modal	1	3.546	0.5008	0.1573	0
Modal	2	3.309	0.6536	0.7069	0
Modal	3	2.547	0.7018	0.7075	0
Modal	4	1.165	0.8594	0.7088	0
Modal	5	1.085	0.8601	0.8833	0
Modal	6	0.877	0.8703	0.8837	0
Modal	7	0.665	0.9086	0.8837	0
Modal	8	0.562	0.9092	0.9166	0
Modal	9	0.464	0.9119	0.9175	0
Modal	10	0.424	0.9254	0.9175	0
Modal	11	0.36	0.9254	0.9338	0
Modal	12	0.311	0.9404	0.9339	0
Modal	13	0.301	0.9415	0.9339	0
Modal	14	0.276	0.9415	0.9509	0
Modal	15	0.258	0.9532	0.951	0
Modal	16	0.235	0.9551	0.9513	0
Modal	17	0.222	0.9551	0.9584	0
Modal	18	0.211	0.959	0.9584	0
Modal	19	0.191	0.9598	0.9584	0
Modal	20	0.181	0.9598	0.962	0

Dari tabel 5.5. didapat partisipasi massa arah X sebesar 91% pada modal ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91% pada modal ke 7. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.5.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode alami fundamental (T_a) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$T_a = C_t \cdot h_n^x$ (nilai C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 117,6 \text{ m}$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 117,6^{0,75} = 2,611 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,711$, maka $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 2,611 \cdot 1,4 = 3,65 \text{ detik}$$

Tabel 4.6 Perioda dan Frekuensi Struktur

Tabel Perioda dan Frekuensi Struktur			
TABLE: Modal Periods and Frequencies			
Case	Mode	Period	Frequency
		sec	cyc/sec
Modal	1	3.546	0.282
Modal	2	3.309	0.302
Modal	3	2.547	0.393
Modal	4	1.165	0.858
Modal	5	1.085	0.922
Modal	6	0.877	1.141
Modal	7	0.665	1.504
Modal	8	0.562	1.779
Modal	9	0.464	2.154
Modal	10	0.424	2.359
Modal	11	0.36	2.778
Modal	12	0.311	3.211
Modal	13	0.301	3.323
Modal	14	0.276	3.629
Modal	15	0.258	3.869
Modal	16	0.235	4.248
Modal	17	0.222	4.503
Modal	18	0.211	4.733
Modal	19	0.191	5.232
Modal	20	0.181	5.537

Dari tabel 5.6. didapat $T_c = 3,54$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur perkantoran One Galaxy masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Mencari Periode T_a dan T :

$$T_a = C_t \cdot H_n^x = 0,0731 \cdot 117,6^{0,75} = 2,611 \text{ detik}$$

$$\text{Karena } S_{D1} = 0,711 \geq 0,4$$

$$\text{Maka } C_u = 1,4$$

$$T = C_u \cdot T_a = 1,4 \cdot 2,611 = 3,65 \text{ detik}$$

Mencari nilai C_s

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,727}{8/1} = 0,09$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,711}{3,512 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,025 < 0,09 \text{ (Not OK)}$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01$$

$$= 0,044 \cdot 0,727 \cdot 1 > 0,01$$

$$= 0,032 < 0,09 \rightarrow (OK)$$

$$\text{Maka: } C_{s \min} < C_s > C_{s \max}$$

$$0,032 < 0,09 > 0,025$$

$$\text{Maka yang dipakai } C_{s \max} = 0,032$$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur Perkantoran Unesa adalah sebagai berikut:

Tabel 4.7 Reaksi Dasar Struktur ETABS 2015

TABLE: Base Reactions			
Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
Dead	0	0	18846310
Live	0	0	7221481
Super Dead	0	0	3486367
RsX Max	537119.7	239540.4	0
RsY Max	224523	604913.8	0
1,4D	0	0	31265748
1,2D + 1,6L	0	0	38353582
1.4D + 1L + 1RsX Max	537119.7	239540.4	38487229
1.4D + 1L + 1RsX Min	-537120	-239540	38487229
1.4D + 1L + 1RsY Max	224523	604913.8	38487229
1.4D + 1L + 1RsY Min	-224523	-604914	38487229
0,7D + 1RsX Max	537119.7	239540.4	15632874
0,7D + 1RsX Min	-537120	-239540	15632874
0,7D + 1RsY Max	224523	604913.8	15632874
0,7D + 1RsY Min	-224523	-604914	15632874
1D	0	0	22332677
1D + 1L	0	0	29554158
1.2D + 0.5L + 1RsX Max	537119.7	239540.4	30409953
1.2D + 0.5L + 1RsX Min	-537120	-239540	30409953
1.2D + 0.5L + 1RsY Max	224523	604913.8	30409953
1.2D + 0.5L + 1RsY Min	-224523	-604914	30409953

Dari tabel di atas didapat berat total struktur (W) adalah 30409953 kg. Maka :

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\ &= 0,032 \cdot 30409953 \text{ kg} \\ &= 945378,41 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2015 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 4.8 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
RSX	537119.71	239540
RSY	224523.02	604914

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\ 537119,7 \text{ kg} &< 0,85 \cdot 945378,41 \text{ kg} \\ 537119,7 \text{ kg} &< 803572 \text{ kg} \dots (\text{not ok}) \end{aligned}$$

- Arah-y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\ 604913,8 \text{ kg} &< 0,85 \cdot 945378,41 \text{ kg} \\ 604913,8 \text{ kg} &< 803572 \text{ kg} \dots (\text{not ok}) \end{aligned}$$

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) lebih kecil dari gaya geser dasar (V) sehingga belum memenuhi syarat pada pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012. Oleh karena itu, pada pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka simpangan antar lantai harus diperbesar dengan faktor skala $0,85 \frac{C_s \cdot W}{v}$.

Untuk simpangan arah X harus dikalikan:

$$0,85 \frac{C_s \cdot W}{v} = 0,85 \times \frac{0,025 \times 29554158}{537119,7} = 1,2$$

Untuk simpangan arah Y harus dikalikan

$$0,85 \frac{C_s.W}{v} = 0,85 \times \frac{0,025 \times 29554158}{604913,8} = 1,1$$

4.2.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ s dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a = 0,020h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Batas nilai simpangan yang diijinkan menurut SNI 1726 – 2012

- Tinggi tingkat 6,5 m
 $\Delta_a = 0,02 \times 6,5 = 0,13 \text{ m} = 130 \text{ mm}$
- Tinggi tingkat 5,5 m
 $\Delta_a = 0,02 \times 5,5 = 0,11 \text{ m} = 110 \text{ mm}$
- Tinggi tingkat 4,2 m
 $\Delta_a = 0,02 \times 4,2 = 0,084 \text{ m} = 84 \text{ mm}$
- Tinggi tingkat 4 m
 $\Delta_a = 0,02 \times 4 = 0,08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$

Tabel 4.9 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Gempa Arah X

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai Atap	0.0010	4000	3.97	15.89	19.07	80	OK
Lantai 25	0.0010	4000	4.15	16.61	19.93	80	OK
Lantai 24	0.0011	4200	4.43	17.72	21.27	84	OK
Lantai 23	0.0011	4200	4.63	18.51	22.22	84	OK
Lantai 22	0.0011	4200	4.81	19.24	23.08	84	OK
Lantai 21	0.0012	4200	4.97	19.89	23.87	84	OK
Lantai 20	0.0012	4200	5.12	20.46	24.55	84	OK
Lantai 19	0.0012	4200	5.24	20.95	25.14	84	OK
Lantai 18	0.0013	4200	5.33	21.34	25.60	84	OK
Lantai 17	0.0013	4200	5.41	21.62	25.95	84	OK
Lantai 16	0.0013	4200	5.46	21.82	26.19	84	OK
Lantai 15	0.0013	4200	5.48	21.92	26.31	84	OK
Lantai 14	0.0013	4200	5.49	21.94	26.33	84	OK
Lantai 13	0.0013	4200	5.47	21.89	26.27	84	OK
Lantai 12	0.0013	4200	5.45	21.79	26.15	84	OK
Lantai 11	0.0013	4200	5.40	21.60	25.93	84	OK
Lantai 10	0.0013	4200	5.34	21.37	25.64	84	OK
Lantai 9	0.0013	4200	5.27	21.07	25.28	84	OK
Lantai 8	0.0012	4200	5.21	20.83	25.00	84	OK
Lantai 7	0.0012	4200	4.96	19.82	23.79	84	OK
Lantai 6	0.0011	4000	4.25	16.99	20.39	80	OK
Lantai 5	0.0010	4000	4.12	16.50	19.80	80	OK
Lantai 4	0.0011	5500	6.02	24.09	28.91	110	OK
Lantai 3	0.0012	6500	8.07	32.27	38.72	130	OK
Lantai 2	0.0012	5500	6.37	25.48	30.57	110	OK

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai 1	0.0011	6500	7.05	28.18	33.82	130	OK
Lantai Ground	0.0005	4000	1.88	7.54	9.04	80	OK

Tabel 4.10 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Gempa X

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai Atap	0.0008	4000	3.31	13.23	15.88	80	OK
Lantai 25	0.0008	4000	3.32	13.26	15.92	80	OK
Lantai 24	0.0008	4200	3.34	13.37	16.05	84	OK
Lantai 23	0.0008	4200	3.35	13.39	16.07	84	OK
Lantai 22	0.0008	4200	3.35	13.39	16.07	84	OK
Lantai 21	0.0008	4200	3.33	13.34	16.01	84	OK
Lantai 20	0.0008	4200	3.31	13.26	15.91	84	OK
Lantai 19	0.0008	4200	3.28	13.14	15.77	84	OK
Lantai 18	0.0008	4200	3.25	12.99	15.58	84	OK
Lantai 17	0.0008	4200	3.20	12.78	15.34	84	OK
Lantai 16	0.0007	4200	3.14	12.55	15.06	84	OK
Lantai 15	0.0007	4200	3.07	12.28	14.74	84	OK
Lantai 14	0.0007	4200	3.00	12.00	14.39	84	OK
Lantai 13	0.0007	4200	2.91	11.66	13.99	84	OK
Lantai 12	0.0007	4200	2.83	11.31	13.57	84	OK
Lantai 11	0.0007	4200	2.73	10.94	13.12	84	OK
Lantai 10	0.0006	4200	2.63	10.53	12.64	84	OK
Lantai 9	0.0006	4200	2.52	10.08	12.10	84	OK
Lantai 8	0.0006	4200	2.43	9.73	11.67	84	OK
Lantai 7	0.0005	4200	2.29	9.16	10.99	84	OK
Lantai 6	0.0005	4000	2.07	8.27	9.93	80	OK

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai 5	0.0005	4000	2.06	8.24	9.89	80	OK
Lantai 4	0.0005	5500	2.74	10.98	13.17	110	OK
Lantai 3	0.0006	6500	3.64	14.56	17.47	130	OK
Lantai 2	0.0005	5500	2.89	11.55	13.86	110	OK
Lantai 1	0.0005	6500	3.11	12.45	14.94	130	OK
Lantai Ground	0.0002	4000	0.82	3.30	3.96	80	OK

Tabel 4.11 Kontrol Simpangan Arah X akibat Gempa Y

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai Atap	0.0007	4000	2.81	11.23	12.36	80	OK
Lantai 25	0.0007	4000	2.82	11.28	12.41	80	OK
Lantai 24	0.0007	4200	2.84	11.36	12.49	84	OK
Lantai 23	0.0007	4200	2.84	11.37	12.51	84	OK
Lantai 22	0.0007	4200	2.84	11.36	12.49	84	OK
Lantai 21	0.0007	4200	2.84	11.34	12.47	84	OK
Lantai 20	0.0007	4200	2.82	11.29	12.42	84	OK
Lantai 19	0.0007	4200	2.81	11.22	12.34	84	OK
Lantai 18	0.0007	4200	2.78	11.14	12.25	84	OK
Lantai 17	0.0007	4200	2.76	11.02	12.12	84	OK
Lantai 16	0.0006	4200	2.72	10.89	11.98	84	OK
Lantai 15	0.0006	4200	2.68	10.74	11.81	84	OK
Lantai 14	0.0006	4200	2.64	10.57	11.62	84	OK
Lantai 13	0.0006	4200	2.60	10.38	11.42	84	OK
Lantai 12	0.0006	4200	2.55	10.18	11.20	84	OK
Lantai 11	0.0006	4200	2.49	9.96	10.96	84	OK

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai 10	0.0006	4200	2.43	9.73	10.70	84	OK
Lantai 9	0.0015	4200	6.48	25.91	28.50	84	OK
Lantai 8	0.0005	4200	2.30	9.21	10.13	84	OK
Lantai 7	0.0005	4200	2.21	8.82	9.70	84	OK
Lantai 6	0.0005	4000	1.98	7.92	8.71	80	OK
Lantai 5	0.0005	4000	1.89	7.57	8.32	80	OK
Lantai 4	0.0004	5500	2.34	9.35	10.29	110	OK
Lantai 3	0.0005	6500	3.08	12.32	13.56	130	OK
Lantai 2	0.0004	5500	2.45	9.79	10.77	110	OK
Lantai 1	0.0004	6500	2.67	10.66	11.73	130	OK
Lantai Ground	0.0002	4000	0.72	2.90	3.19	80	OK

Tabel 4.12 Kontrol Simpangan Arah Y akibat Gempa X

Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai Atap	0.001	4000	4.13	16.53	18.18	80	OK
Lantai 25	0.001	4000	4.40	17.60	19.36	80	OK
Lantai 24	0.001	4200	4.82	19.29	21.22	84	OK
Lantai 23	0.001	4200	5.12	20.50	22.55	84	OK
Lantai 22	0.001	4200	5.40	21.59	23.75	84	OK
Lantai 21	0.001	4200	5.64	22.58	24.84	84	OK
Lantai 20	0.001	4200	5.86	23.44	25.78	84	OK
Lantai 19	0.001	4200	6.04	24.18	26.59	84	OK
Lantai 18	0.001	4200	6.20	24.78	27.26	84	OK
Lantai 17	0.002	4200	6.31	25.25	27.78	84	OK
Lantai 16	0.002	4200	6.41	25.62	28.18	84	OK

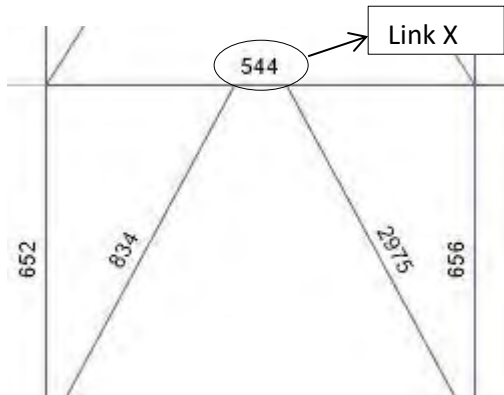
Lantai	Rasio drift	Elevasi (mm)	Rasio x elev (a)	a x Cd/I (mm)	x SF RS	Δa (mm)	Kontrol
Lantai 15	0.002	4200	6.47	25.87	28.46	84	OK
Lantai 14	0.002	4200	6.51	26.06	28.66	84	OK
Lantai 13	0.002	4200	6.54	26.16	28.77	84	OK
Lantai 12	0.002	4200	6.55	26.19	28.81	84	OK
Lantai 11	0.002	4200	6.54	26.17	28.79	84	OK
Lantai 10	0.002	4200	6.52	26.09	28.70	84	OK
Lantai 9	0.002	4200	6.48	25.91	28.50	84	OK
Lantai 8	0.002	4200	6.37	25.47	28.02	84	OK
Lantai 7	0.001	4200	5.97	23.87	26.26	84	OK
Lantai 6	0.001	4000	5.17	20.67	22.74	80	OK
Lantai 5	0.001	4000	5.20	20.82	22.90	80	OK
Lantai 4	0.001	5500	7.70	30.80	33.88	110	OK
Lantai 3	0.002	6500	10.28	41.11	45.22	130	OK
Lantai 2	0.001	5500	8.19	32.76	36.03	110	OK
Lantai 1	0.001	6500	8.81	35.26	38.78	130	OK
Lantai Ground	0.001	4000	2.32	9.28	10.21	80	OK

4.3 Perencanaan Struktur Primer

4.3.1 Perencanaan Link

4.3.1.1 Perencanaan Link arah x

Pada perhitungan *link* arah x diambil link pada lantai 1 yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu frame element 544

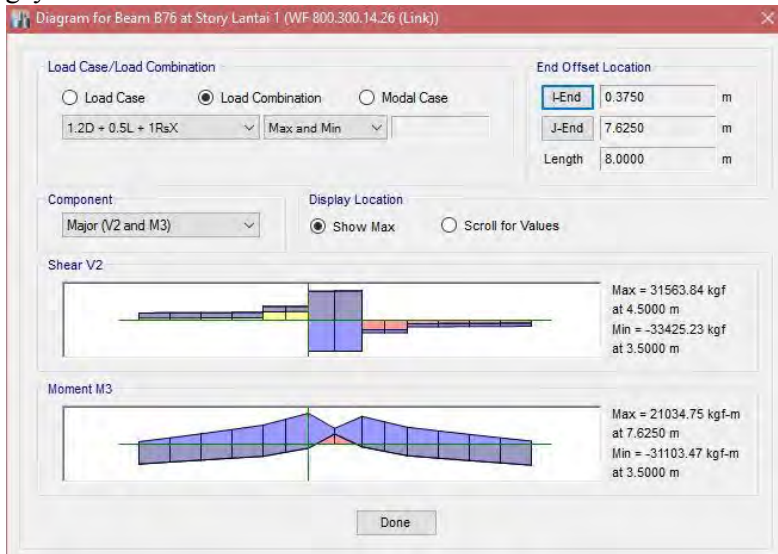


Gambar 4.38 Frame Element *Link* Arah X

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 800	mm	I _x	= 292000	cm ⁴
bf	= 300	mm	I _y	= 11700	cm ⁴
tw	= 14	mm	i _x	= 33	cm
tf	= 26	mm	i _y	= 6,62	cm
A	= 267,4	cm ²	S _x	= 7290	cm ³
r	= 28	mm	S _y	= 782	cm ³
h	= 692	cm	Z _x	= 7995	cm ³
f _y	= 2500	kg/cm ²	Z _y	= 1207	cm ³

Hasil dari output ETABS 2015 untuk *link* arah x diperoleh gaya dalam sebesar:



Gambar 4.39 Gaya Dalam *Link* Arah X

$$\begin{aligned} N_u &= 10703,41 \text{ kg} \\ V_u &= -33425,23 \text{ kg} \\ M_u &= -31103,47 \text{ kg.m} \\ \Delta e &= 36,03 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Penentuan jenis link

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot F_y = 7995 \cdot 2500 = 19987500 \text{ kgcm} \\ V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\ &= 157080 \text{ kg} \\ e &= \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 19987500}{157080} = 203,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Termasuk Link Geser $e = 100 \text{ cm} < 203,6 \text{ cm}$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 72,9$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{10703,4}{0,9 \cdot 668500} = 0,018 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,018) = 83,97$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 285500 \text{ kg} = 668500 \text{ kg} > Nu = 10703,4 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > Nu$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser
Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal link diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\ &= 157080 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 19987500}{100} = 399750 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 33425,23 &\leq 141372 \text{ kg ... (OK!)} \end{aligned}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*
Rumus *link*
Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p}$$

$$A_{\text{maks}} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = C_d \cdot \Delta_e = 28,02 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{800}{100} \right) \cdot \left(\frac{2,802}{650} \right) = 0,03 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{\text{maks}}$$

$$0,03 < 0,08 \text{ ... (OK!)}$$

4.3.1.2 Perencanaan Pengaku *Link* Arah X

Pada pertemuan batan bresing dengan *link* harus didasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.3.1 yaitu pada *link* dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku harus memiliki lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_w)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75t_w$ atau 10 mm, dengan b_f dan t_w merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang $link < 1,6 \cdot M_p / V_p$, harus memiliki pengaku dengan spasi tidak kurang atau lebih dari harga-harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot t_w - d/5 = 30 \cdot 1,4 - 80/5 = 26 \text{ cm}$$

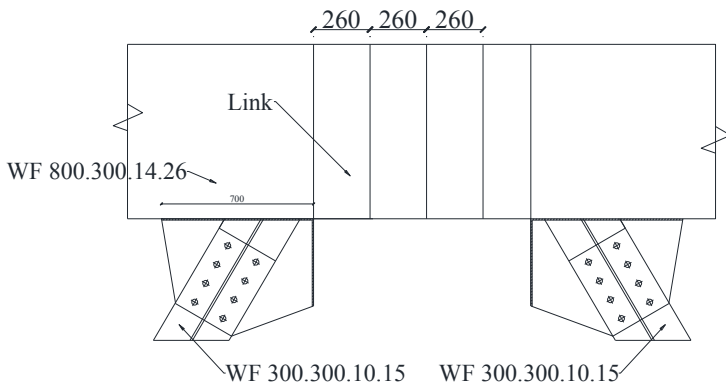
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot t_w - d/5 = 52 \cdot 1,4 - 80/5 = 56,8 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,066$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 56,8 - \left(\frac{0,03 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (56,8 - 26) = 49,36 \text{ cm}$$

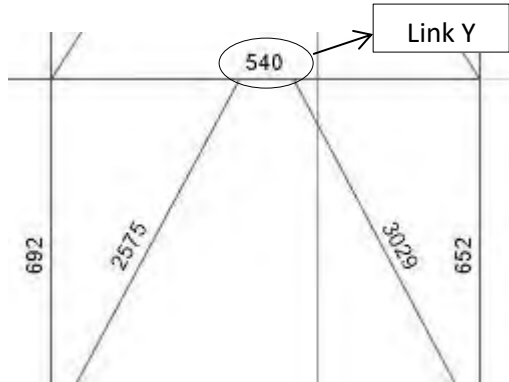
Dipasang pengaku antara dengan jarak 26 cm.



Gambar 4.40 Jarak Pengaku *Link* Arah X

4.3.1.3 Perencanaan *Link* Arah Y

Pada perhitungan *link* arah x diambil *link* pada lantai 1 yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu frame element 540

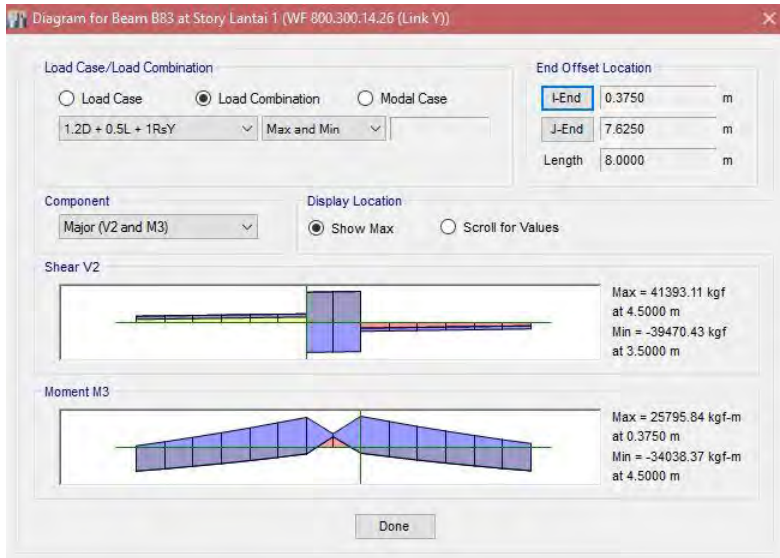


Gambar 4.41 Frame Element *Link* Arah Y

Pada *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 800	mm	I _x	= 292000	cm ⁴
bf	= 300	mm	I _y	= 11700	cm ⁴
tw	= 14	mm	i _x	= 33	cm
tf	= 26	mm	i _y	= 6,62	cm
A	= 267,4	cm ²	S _x	= 7290	cm ³
r	= 28	mm	S _y	= 782	cm ³
h	= 692	cm	Z _x	= 7995	cm ³
f _y	= 2500	kg/cm ²	Z _y	= 1207	cm ³

Hasil dari output ETABS 2015 untuk *link* arah y diperoleh gaya dalam sebesar:

Gambar 4.42 Gaya Dalam *Link* Arah Y

$$\begin{aligned}
 N_u &= 9181,84 \text{ kg} \\
 V_u &= -41393,11 \text{ kg} \\
 M_u &= -34038,37 \text{ kg.m} \\
 \Delta e &= 36,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 7995 \cdot 2500 = 19987500 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\
 &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\
 &= 157080 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 19987500}{157080} = 119,4 \text{ cm}$$

Termasuk Link Geser $e = 203,6 \text{ cm} < 119,4 \text{ cm}$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 72,9$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{9181,84}{0,9 \cdot 668500} = 0,015 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,015) = 84,3$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 668500 \text{ kg} = 100275 \text{ kg} > Nu = 9181,84 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > Nu$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser
Berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal link diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4$$

$$= 157080 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 19987500}{100} = 399750 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$41393,11 \leq 141372 \text{ kg ... (OK!)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*
Rumus *link*
Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p}$$

$$A_{\text{maks}} = 0,08 \text{ radian}$$

$$\Delta = C_d \cdot \Delta_e = 36,03 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{800}{100} \right) \cdot \left(\frac{3,6}{650} \right) = 0,044 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{\text{maks}}$$

$$0,044 < 0,08 \text{ ... (OK!)}$$

4.3.1.4 Perencanaan Pengaku *Link* Arah Y

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(b_f - 2t_f)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75t_w$ atau 10 mm, b_f dan t_w merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang $link < 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,4 - 80/5 = 26 \text{ cm}$$

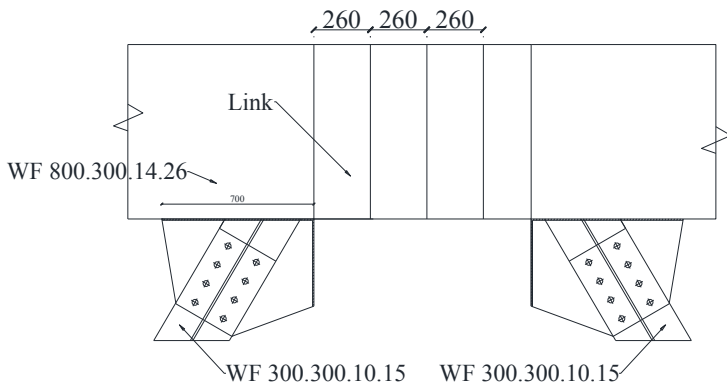
Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,4 - 80/5 = 56,8 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,018$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 56,8 - \left(\frac{0,04 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (56,8 - 26) = 44,3 \text{ cm}$$

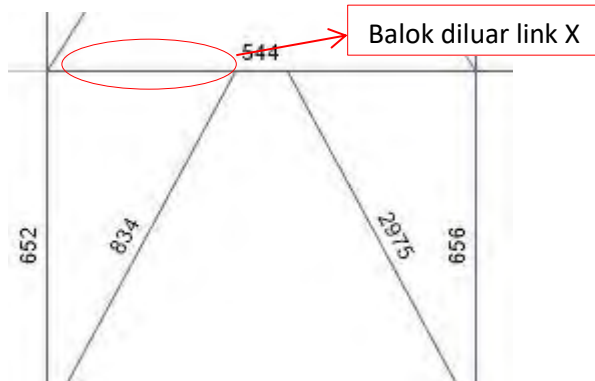
Dipasang pengaku antara dengan jarak 26 cm.



Gambar 4.43 Jarak Pengaku *Link* Arah Y

4.3.2 Perencanaan Balok Diluar *Link*

4.3.2.1 Perencanaan Balok Diluar *Link* Arah X



Gambar 4.44 Element Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 800	mm	I _x	= 292000	cm ⁴
bf	= 300	mm	I _y	= 11700	cm ⁴
tw	= 14	mm	i _x	= 33	cm
tf	= 26	mm	i _y	= 4,33	cm
A	= 267,4	cm ²	S _x	= 1910	cm ³
r	= 28	mm	S _y	= 214	cm ³
h	= 692	cm	Z _x	= 2096	cm ³
f _y	= 2500	kg/cm ²	Z _y	= 332	cm ³

Output ETABS 2015

Mu = 31103,47 kgm

Nu = 10703,41 kg

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan

menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan poin 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \times 2,6) \cdot 1,4 = 157080 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 7995 \cdot 2500 = 19987500 \text{ kgcm}$$

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 19987500}{100} = 399750 \text{ kg}$$

$$V_p \text{ menentukan} = 157080 \text{ kg}$$

$$\text{Maka, } V_u = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 157080$$

$$= 259182 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,5$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$N_y = 668500 \text{ kg}$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_y} = \frac{10703,41}{0,9 \cdot 668500} = 0,018 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{N_u}{\phi \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \cdot 0,018)$$

$$\lambda_p = 83,97$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

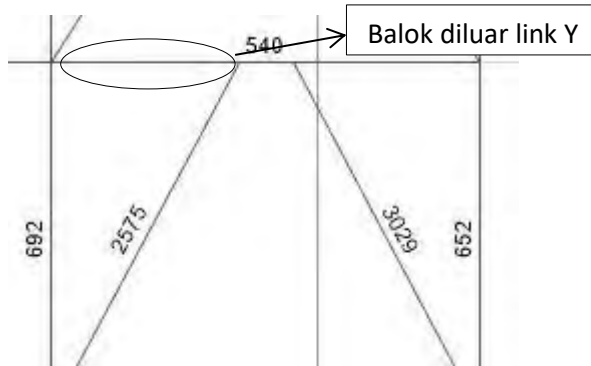
- Kapasitas momen penampang
 Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_n = Z_x \times f_y$
 $= 7995 \times 2500 = 19987500 \text{ kg.cm}$
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 19987500 \text{ kg.cm}$
 $= 17988750 \text{ kg.cm} > M_u = 3110347 \text{ kg.cm}$
- Kapasitas geser penampang
 $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{14} = 49,4$
 $a = \frac{L - e}{2} = \frac{8000 - 1000}{2} = 3500$
 $k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3500/692)^2} = 9,89$
 $1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{9,89 \cdot 2000000}{2500}} = 97,83$
 $\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 97,83 > 49,43 \text{ (Plastis)}$
 $V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$
 $= 0,6 \times 2500 \times (80 \times 2,6) \times 1,4 \times 1,5 = 235620 \text{ kg}$
 $\phi V_n = 0,9 \cdot 235620 \text{ kg} = 212058 \text{ kg}$
- Kontrol interaksi geser lentur
 Pada perhitungan balok diluar *link* arah x dipilih balok pada elemen 544 kiri dengan $M_u = 3110347 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari ETABS 2015)

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

$$\frac{3110347}{1798788750} + 0,625 \frac{259182}{212058} \leq 1,375$$

$$0,936794 \leq 1,375 \dots \text{(OK!)}$$

4.3.2.2 Perencanaan Balok Diluar *Link* Arah Y



Gambar 4.45 Element Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26, dengan data- data sebagai berikut:

d = 800 mm	I _x = 292000 cm ⁴
bf = 300 mm	I _y = 11700 cm ⁴
tw = 14 mm	i _x = 33 cm
tf = 26 mm	i _y = 4,33 cm
A = 267,4 cm ²	S _x = 1910 cm ³
r = 28 mm	S _y = 214 cm ³
h = 692 cm	Z _x = 2096 cm ³
f _y = 2500 kg/cm ²	Z _y = 332 cm ³

Output ETABS 2015

$M_u = 34038,37 \text{ kgm}$

$N_u = 9181,84 \text{ kg}$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan poin 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 = 157080 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 7995 \cdot 2500 = 19987500 \text{ kgcm}$$

$$\frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 19987500}{100} = 399750 \text{ kg}$$

$$V_p \text{ menentukan} = 157080 \text{ kg}$$

$$\text{Maka, } V_u = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 157080$$

$$= 259182 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 26} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = \frac{135}{\sqrt{250}} = 8,5$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$N_y = 668500 \text{ kg}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot Ny} = \frac{9181,84}{0,9 \cdot 668500} = 0,015 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot Ny}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \cdot 0,015)$$

$$\lambda_p = 84,3$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang
 Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_n = Z_x \times f_y$
 $= 7995 \times 2500 = 19987500 \text{ kg.cm}$
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 19987500 \text{ kg.cm}$
 $= 17988750 \text{ kg.cm} > M_u = 3403837 \text{ kg.cm}$

- Kapasitas geser penampang
 $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$
 $a = \frac{L - e}{2} = \frac{8000 - 1000}{2} = 3500$
 $k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3500/692)^2} = 9,89$
 $1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{9,89 \cdot 2000000}{2500}} = 84,3$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 84,3 > 49,43 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (80 - (2 \times 2,6)) \times 1 \times 1,5 = 235620 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 235620 \text{ kg} = 212058 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungan balok diluar *link* arah y dipilih balok pada elemen 540 kiri dengan $M_u = 3403837 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari ETABS 2015)

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{3403837}{17988750} + 0,625 \frac{259182}{212058} \leq 1,375$$

$$0,95 \leq 1,375 \dots \text{(OK!)}$$

4.3.3 Perencanaan Bresing

4.3.3.1 Perencanaan Bresing Arah X

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 $R_y V_n$. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bresing arah X direncanakan menggunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300	mm	I _x	= 20400	cm ⁴
bf	= 300	mm	I _y	= 6750	cm ⁴
tw	= 10	mm	i _x	= 13.1	cm
tf	= 15	mm	i _y	= 7,51	cm
A	= 94	cm ²	S _x	= 1369	cm ³
r	= 18	mm	S _y	= 450	cm ³
h	= 234	cm	Z _x	= 1465	cm ³

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2 \quad Z_y = 682 \text{ cm}^3$$

$$\alpha = 28,3^\circ$$

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n$$

$$= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (30 - 2 \times 1,5) \times 1)$$

$$= 75937,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{75937,5}{\sin 28,3^\circ} = 160172 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{75937,5}{\sin 28,3^\circ} = 160172 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{10} = 23,4$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kuat aksial bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt{350^2 + 650^2} = 738,24 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{738,24 \cdot 1}{13,1} = 56,35$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{738,24 \cdot 1}{7,51} = 98,3$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 98,3$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{98,3}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1,107$$

$$0,25 < \lambda < 1,2, 0,25 < 1,107 < 1,2 \text{ maka:}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,107} = 1,665$$

- Bressing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 = 352500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 352500 \text{ kg} = 317250 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 317250 \text{ kg} > 160172 \text{ kg (OK)}$$

- Bressing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 / 1,665$$

$$= 232865,6 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 232865,6 \text{ kg} = 209579 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 209579 \text{ kg} > 160172 \text{ kg (OK)}$$

4.3.3.2 Perencanaan Bressing Arah Y

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bressing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bressing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bressing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 300 x 300 x 10 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300	mm	Ix	= 20400	cm ⁴
bf	= 300	mm	Iy	= 6750	cm ⁴
tw	= 10	mm	ix	= 13.1	cm
tf	= 15	mm	iy	= 7,51	cm
A	= 94	cm ²	Sx	= 1369	cm ³
r	= 18	mm	Sy	= 450	cm ³
h	= 234	cm	Zx	= 1465	cm ³
fy	= 2500	kg/cm ²	Zy	= 682	cm ³

$$\alpha = 28,3^0$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\ &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (30 - 2 \times 1,5) \times 1) \\ &= 75937,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{75937,5}{\sin 28,3^0} = 160172 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{75937,5}{\sin 28,3^0} = 160172 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{10} = 23,4$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kuat aksial bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{350^2 + 650^2} = 738,24 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{738,24 \cdot 1}{13,1} = 56,35$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{738,24 \cdot 1}{7,51} = 98,3$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 98,3$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{98,3}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 1,107$$

$0,25 < \lambda < 1,2$, $0,25 < 1,107 < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,107} = 1,665$$

- Bressing tarik

$$\begin{aligned} P_{max} &= R_y \cdot F_y \cdot Ag \\ &= 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 = 352500 \text{ kg} \\ \phi_c P_n &= 0,90 \times 352500 \text{ kg} = 317250 \text{ kg} \\ \phi_c P_n &> Pu \rightarrow 317250 \text{ kg} > 160172 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Bressing tekan

$$\begin{aligned} P_{max} &= 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} \\ &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 94 / 1,665 \\ &= 232865,6 \text{ kg} \\ \phi_c P_n &= 0,85 \times 232865,6 \text{ kg} = 209579 \text{ kg} \\ \phi_c P_n &> Pu \rightarrow 209579 \text{ kg} > 160172 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

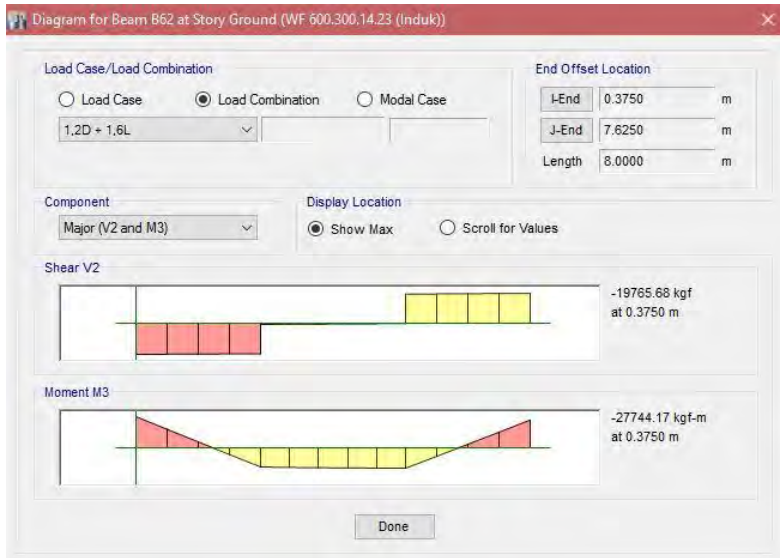
4.3.4 Perencanaan Balok Induk

4.3.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah X

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 14 x 23, dengan data- data sebagai berikut:

d = 594 mm	I _x = 137000 cm ⁴
bf = 302 mm	I _y = 10600 cm ⁴
tw = 14 mm	i _x = 24,9 cm
tf = 23 mm	i _y = 6,9 cm
A = 222,4 cm ²	S _x = 4620 cm ³
r = 28 mm	S _y = 701 cm ³
h = 428 cm	Z _x = 5017 cm ³
fy = 2500 kg/cm ²	Z _y = 1076 cm ³

Pada perhitungan balok induk arah X dipilih balok elemen 509. Dari elemen balok ini diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis ETABS 2015.



Gambar 4.46 Gaya Dalam Balok Induk Arah X

$$\begin{aligned} M_u &= -27744,17 \text{ kg.m} \\ V_u &= 19765,68 \text{ kg} \\ F^0 &= 0,31 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 23} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y = 5017 \times 2500 \\ &= 12542500 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 12542500 \\ &= 11288250 \text{ kg.cm} \geq 2774417 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 200 \text{ cm (Panjang tak terkekang)}$$

$$L_p = 215,55 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} L_p \\ L_r \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek, maka } M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\ &= 5017 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 12542500 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 12542500 \\ &= 11288250 \text{ kg.cm} \geq 2774417 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{492}{14} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$35,14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (80 - 2 \times 2,6) \times 1,4 = 115080 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 115080 \text{ kg} \\ &= 103572 \text{ kg} > 19765,68 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

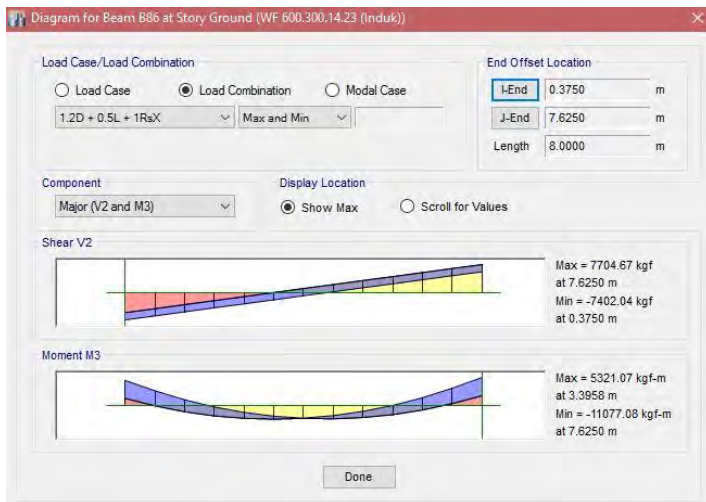
$$f^o = 0,86 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,31 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm (OK)}$$

4.3.4.2 Perencanaan Balok Induk Lantai Arah Y

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 14 x 23, dengan data- data sebagai berikut:

d = 594 mm	I _x = 137000 cm ⁴
bf = 302 mm	I _y = 10600 cm ⁴
tw = 14 mm	i _x = 24,9 cm
tf = 23 mm	i _y = 6,9 cm
A = 222,4 cm ²	S _x = 4620 cm ³
r = 28 mm	S _y = 701 cm ³
h = 428 cm	Z _x = 5017 cm ³
f _y = 2500 kg/cm ²	Z _y = 1076 cm ³



Gambar 4.47 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y

Pada perhitungan balok induk arah Y dipilih balok elemen 581. Dari elemen balok ini diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis ETABS 2015

Output ETABS 2015

$$M_u = -11077,08 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 7704,67 \text{ kg}$$

$$F^0 = 0,11 \text{ cm}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 26} = 6,56$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y = 5017 \times 2500 \\ &= 12542500 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 12542500 \\ &= 11288250 \text{ kg.cm} \geq 1107708 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 200 \text{ cm (Panjang tak terkekang)}$$

$$L_p = 215,55 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 5017 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 12542500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 12542500$$

$$= 11288250 \text{ kg.cm} \geq 1107708 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{492}{14} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$$35,14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (60 - 2 \cdot 2,3) \times 1,4 = 115080 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 115080 \text{ kg}$$

$$= 103572 \text{ kg} > 7704,67 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

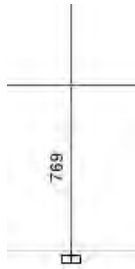
$$f^o = 0,11 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,11 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm (OK)}$$

4.3.5 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan pada kolom lantai Ground dengan nomor elemen 769. Direncanakan sebagai kolom komposit CFT menggunakan profil HSS 750 x 750 x 25 x 25 dengan panjang kolom 650 cm. Berikut spesifikasi profil yang digunakan:

d	= 750	mm	I _x	= 613800	cm ⁴
bf	= 750	mm	I _y	= 613800	cm ⁴
tw	= 25	mm	i _x	= 29,4	cm
tf	= 25	mm	i _y	= 29,4	cm
A	= 709	cm ²	S _x	= 19120	cm ³
h	= 596	cm	Z _x	= 16370	cm ³
f _y	= 2500	kg/cm ²			



Gambar 4.48 Kolom 769 yang ditinjau untuk kontrol

Hasil dari output ETABS 2015 diperoleh gaya- gaya yang bekerja pada *frame* 769 lantai Ground sebagai berikut:

$$MuX = 44507,94 \text{ kgm}$$

$$MuY = 21909,01 \text{ kgm}$$

$$Pu = 1555503 \text{ kg}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit
- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\%$$

$$\frac{709}{5262,5 + 709} \times 100\% \geq 4\%$$

$$11,8855\% \geq 4\%$$

- Kontrol tebal minimum penampang persegi

$$t_{min} \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$t_{min} = 750 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 2 \times 10^5}} = 15,3 \leq 25 \text{ mm}$$

- Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{750}{2 \times 25} = 15$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63,92$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 15 \leq 63,92 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c})$$

$$P_p = 2400 \cdot 709 + 0,85 \times 250 \times (5256 + 0)$$

$$P_p = P_{no} = 2889453,13 \text{ kg}$$

- Momen Nominal Kolom
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{750}{2.25} = 15$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 31,68$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 15 \leq 31,68 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 16370 \cdot 2500 = 40925000 \text{ kgcm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 40925000 \\ = 36832500 \text{ kg.cm} \geq 4450794 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom - d_{balok}

$$L_b = 650 - 59,4 = 590,6 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 29,4 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{250}}$$

$$L_b \leq L_p \\ 590,6 \leq 1463,54$$

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 16370 \cdot 2500 = 40925000 \text{ kgcm}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 40925000 \\ = 36832500 \text{ kg.cm} \geq 4450794 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua
Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini

Rumus Momen dan Gaya Aksial Orde Kedua

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Rumus Koefisien C_m , B_1 , P_{e1} dan B_2

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^4 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)}$$

$$P_{estory} = RM \frac{HL}{\Delta H}$$

- Arah sumbu X;
 1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi
Dari ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut
 $M_1 = 7199,43 \text{ kg.m}$
 $M_2 = 12588,71 \text{ kg.m}$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{7199,43}{12588,71} \right) = 0,371$$

$$Pel = \frac{(3,14)^2 \times 2 \times 10^6 \times 613800}{(1 \times 650)^2} = 9128093 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{0,37}{1 - \frac{2889453}{9128093}} \geq 1$$

$$B1 = 1,172792 \geq 1$$

Maka digunakan $B1 = 1,173$

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

$$P_{\text{story}} = 38550111,7 \text{ kg}$$

$$Pe_{\text{story}} = 5665846154 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{38550111,7}{5665846154})} = 1,006851$$

Maka digunakan $B2 = 1,006851$

3. Momen terfaktor terhadap sumbu X

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$$

$$M_r = 1,173 \times 11930,42 + 1,006851 \times 43295,52$$

$$M_{rx} = 59576,79 \text{ kg.m}$$

- Arah sumbu Y

1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

$$M1 = 412,66 \text{ kg.m}$$

$$M2 = 716,5 \text{ kg.m}$$

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{412,66}{716,5} \right) = 0,3696$$

$$P_{el} = \frac{(3,14)^2 \times 2 \times 10^6 \times 613800}{0,3696 \frac{(1 \times 650)^2}{2889453}} = 9128093 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{0,3696}{1 - \frac{2889453}{9128093}} \geq 1$$

$$B1 = 1,167684 \geq 1$$

Maka digunakan $B1 = 1,168$

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2015 diperoleh output sebagai berikut

$$P_{\text{story}} = 38550111,7 \text{ kg}$$

$$P_{e \text{ story}} = 5665846154 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{38550111,7}{5665846154})} = 1,006851$$

Maka digunakan $B2 = 1,006851$

3. Momen terfaktor terhadap sumbu Y

$$M_r = B1 M_{ni} + B2 M_i$$

$$M_r = 1,168 \times 716,5 + 1,006851 \times 21478,09$$

$$M_{ry} = 22895,74 \text{ kg.m}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B2 P_t$$

$$P_r = 1555503 + 1,006851 \times 228226$$

$$P_r = 1785292 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1785292}{0,9 \times 2889453,13} = 0,689 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}} \right) &\leq 1 \\ 0,689 + \frac{8}{9} \left(\frac{5957679}{36832500} + \frac{2289574}{36832500} \right) &\leq 1 \\ 0,88555 &\leq 1 \end{aligned}$$

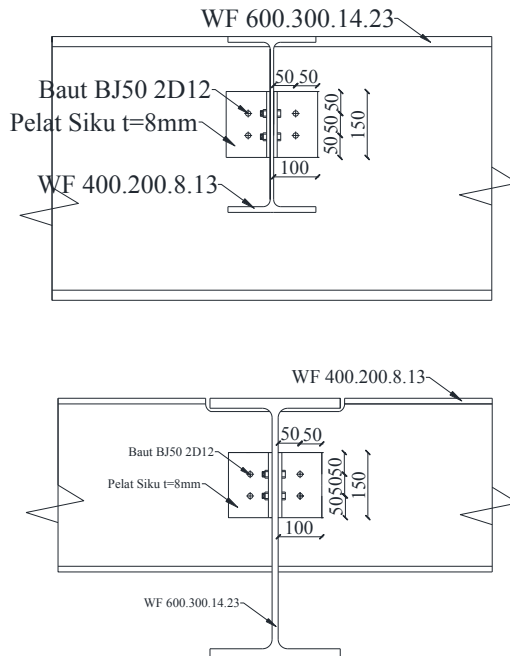
Hasil kontrol interaksi yaitu $0,88555 \leq 1$, maka kolom dapat dipakai.

4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak lantai perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 6214,37 kg, dengan dimensi balok anak WF400.200.8.13 dan balok induk WF600.300.14.23. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 80 x 80 x 8.



Gambar 4.49 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 1,13 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir pada bidang geser ($r_1 = 0,4$)

- Kuat geser baut:
 $\varnothing.V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 1,13$
 $= 3392,92 \text{ kg}$ (menentukan)

- Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$
 $= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 \cdot 5000$
 $= 4320 \text{ kg}$
 $n = \frac{V_u}{\varnothing.V_n} = \frac{6214,37}{3392,92} = 1,83 \approx 2 \text{ buah}$
 Dipasang 2 buah baut diameter 12 mm
- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
 $\varnothing_{\text{baut}} = 12 \text{ mm}$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tpada bidang geser ($r_1 = 0,4$)

- Kuat geser baut:
 $\varnothing.V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 1,13$
 $= 3392,92 \text{ kg}$ (menentukan)

- Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$
 $= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,4 \cdot 5000$
 $= 4320 \text{ kg}$
 $n = \frac{V_u}{\varnothing.V_n} = \frac{6214,37}{3392,92} = 1,46 \approx 2 \text{ buah}$
 Dipasang 2 buah baut diameter 12 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
 Dipakai siku penyambung 80x80x8
 BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= 12\text{mm} + 1,5\text{mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5\text{mm} = 1,35\text{cm}\end{aligned}$$

- Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (15 - 2 \times 1,35) \times 0,8 = 9,84 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 9,84 = 18154,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 18154,8 = 36309,6 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 6214,37\text{kg} < 36309,6 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol jarak baut

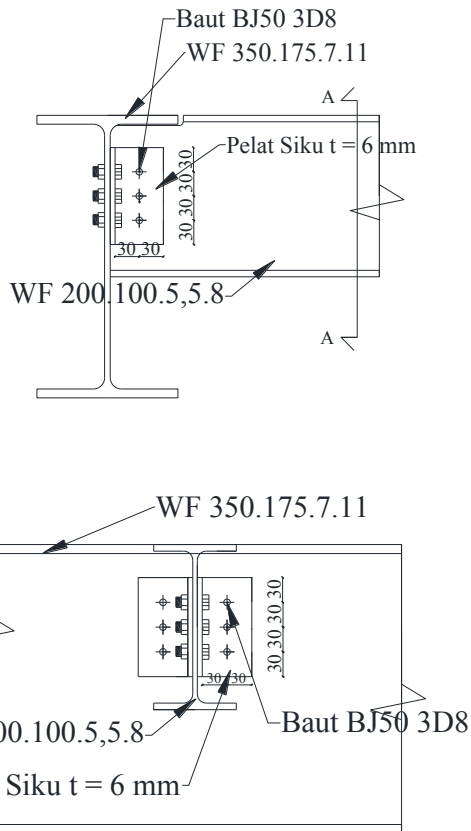
$$\begin{aligned}\text{Jarak ke tepi} &= 1,5 \text{ db s.d (4tp+100 mm)} \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18\text{mm s.d. } 116\text{mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak antar baut} &= 3 \text{ db s.d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36\text{mm s.d } 60\text{mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 50 \text{ mm}\end{aligned}$$

4.4.2 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 1710,6 kg, dengan dimensi balok utama tangga yaitu WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dan balok penumpu tangga WF 350 x 175 x 7 x 11. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.



Gambar 4.50 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

- Sambungan balok utama tangga dengan plat:
 $\text{Øbaut} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,5 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut BJ-50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir pada bidang geser ($r_1 = 0,4$)
 Tebal Pelat Sambungan = 6 mm
 - Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot fu \cdot m \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,5 \\ &= 1507,96 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 4320 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Vn} = \frac{1710,6}{1507,96} = 1,13 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan balok penumpu tangga dengan plat:

$$\emptyset\text{baut} = 8 \text{ mm } (Ab = 0,50 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut BJ-50 } (fu = 5000 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir pada bidang geser } (r_1 = 0,4)$$

$$\text{Tebal pelat sambungan} = 6 \text{ mm}$$

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot fu \cdot m \cdot Ab \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 1 \cdot 0,50 \\ &= 753,98 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 4100 \\ &= 3542,4 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{Vu}{\emptyset.Rn} = \frac{1710,6}{753,98} = 2,27 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 buah baut diameter 8 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x4

$$\text{BJ41 } (fu = 4100 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (12 - 1 \times 0,95) \times 0,6 = 6,06 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\varphi R_n &= \varphi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 6,06 = 11180,7 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$V_u \leq \varphi R_n \rightarrow 1710,6 \text{ kg} < 11180,7 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

4.4.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

Sambungan antara balok penumpu tangga dan kolom direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5460,24 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga yaitu WF 350 x 175 x 7 x 11. Pada sambungan ini direncanakan dengan single plate dan sambungan las pada kolom.

- Sambungan balok utama tangga dengan Single Plate:

$$\text{Ø baut} = 12 \text{ mm} \text{ (} A_b = 1,13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut BJ-50 (} f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Ulir pada bidang geser (} r_1 = 0,4 \text{)}$$

$$\text{Tebal Pelat Single Plate} = 4 \text{ mm}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\text{Ø.Vn} &= \text{Ø} \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,4 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,50 \\ &= 1696,46 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\text{Ø.Rn} &= \text{Ø} \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 4100 \\ &= 7560 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\text{Ø.Vn}} = \frac{5460,24}{1696,46} = 3,22 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut diameter 12 mm

- Kontrol Las Sudut

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Mutu las yang digunakan F_{E60xx}

$$\begin{aligned}
 A_1 &= t_e \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}}) \\
 &= 1 \times 2 \times (25) \\
 &= 50 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_x &= 2 \times \left(\frac{1}{12} \times 25^3 \right) \\
 &= 2604,17 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$S_x = 2 \times \left(\frac{25^2}{3} \right) = 416,67 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{5460,24}{50} = 109,2 \text{ kg/cm}^2$$

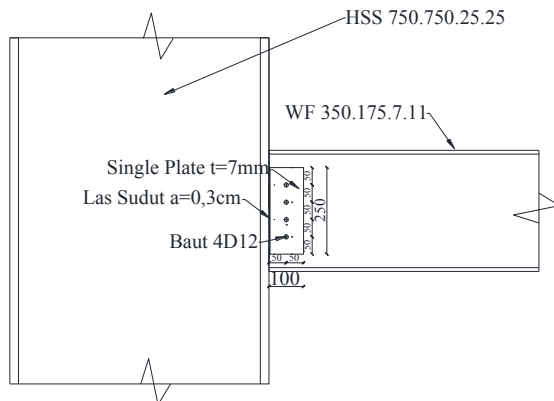
$$f_{\text{total}} = f_v = 109,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ las} = 0,75 \times 0,6 \times 60 \times 70,3 = 1898,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} = \frac{109,2}{1898,1} = 0,057 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,057}{0,707} = 0,08 \text{ cm} < (a_{\text{min}} = 3 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 3 mm



Gambar 4.51 Sambungan Balok Tumpu Tangga dengan Kolom

4.4.4 Sambungan Balok Diluar Link X Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser V_u dan momen M_u .

$$V_u = 33425,23 \text{ kg}$$

$$M_u = 3110347 \text{ kg.cm}$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
 Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
 Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 Baut tipe tumpu baut 16 mm ($A_g = 2,01 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 14 \text{ mm}$)
 Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 12440,71 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

 Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 16531,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

 Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned} T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 2,01 \\ &= 9330,53 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = \frac{33425,23}{12440,71} = 2,69 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 baut pada satu pelat

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 100 \text{ mm}$

$$1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100$$

$$24 \leq 100 \leq 156 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut} = S = 100 \text{ mm}$$

$$3db \leq S \leq 15tp$$

$$48 \leq 100 \leq 210 \text{ mm}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 100 + (3-1) \times 100 + 100 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 100 + 100 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

Direncanakan las dengan $te = 1 \text{ cm}$

Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

$$A_1 = te \cdot (2 \cdot d_{plat})$$

$$= 1 \times 2 \times (40)$$

$$= 80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times \left(\frac{1}{12} \times 80^3 \right)$$

$$= 10666,67 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2 \times \left(\frac{40^2}{3} \right) = 1066,67 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{33425,23}{80} = 417,82 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{3110347}{1066,67} = 2915,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{417,82^2 + 2915,95^2}$$

$$= 2945,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ las} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 = 3479,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2945,73}{3479,85} = 0,85 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,85}{0,707} = 1,197 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 12 mm

- Kontrol Pelat Penyambung

Direncanakan pelat penyambung 400 x 14

Mutu Pelat Baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Diameter lubang (lubang dibuat dengan bor = 16 mm + 1,5 mm = 17,5 mm)

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t$$

$$= (L - n \cdot \text{diameter lubang}) \times 1,4 \text{ cm}$$

$$= (40 - 3 \times 1,75) \times 1,4 \text{ cm}$$

$$= 48,65 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv})$$

$$= 0,9 \times 0,6 \times 4100 \times 48,65$$

$$= 107711,1 \text{ kg} > 33425,59 \text{ kg}$$
- Sambungan pada Diaphragm Plate dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm

Mutu Pelat diaphragm plate BJ41 ($f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)

$$T = \frac{Mu}{d} = \frac{3110347}{800} = 38879,34 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

$$\phi R_n = 0,9 \times t_e \times f_y$$

$$= 0,9 \times 2,5 \times 2500 = 5625 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_{las} = t_e \cdot d_{kolom} = 2,5 \times 7,5 = 187,5 \text{ cm}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$f_{total} = \frac{38879,34}{187,5} = 207,36 \text{ kg/cm}^2 < \phi R_n = 5625$$
- Sambungan pada Diaphragm plate dengan sayap balok

Kontrol Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 16 mm ($A_g = 2,01 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 26 \text{ mm}$)

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 2,01 \\ &= 6220,35 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 2,6 \cdot 4100 \\ &= 30700,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \emptyset \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 2,01 \\ &= 9330,53 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.V_n} = \frac{38879,34}{6220,35} = 6,25 \approx 8 \text{ buah}$$

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 50 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100 \\ 24 \leq 50 \leq 204 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak antar baut = $S = 75 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}3d_b \leq S \leq 15t_p \\ 48 \leq 75 \leq 390 \text{ mm}\end{aligned}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 50 + ((8-1)/2) \times 75 + 50 = 325 \text{ mm} = 32,5 \text{ cm}$$

- Kekuatan Diaphragm Plate

Dipakai baut tipe tumpu 16 mm

Mutu pelat baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)

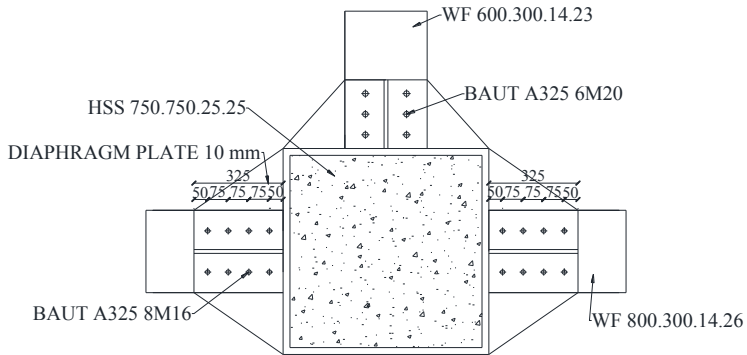
$$\begin{aligned}A_g &= w \cdot t_w \\ &= 32,5 \cdot 2,6 \text{ cm} \\ &= 84,5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - \text{Aperlemahan} \\ &= 84,5 - (2 \times 1,75 \times 2,6) \\ &= 75,4 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

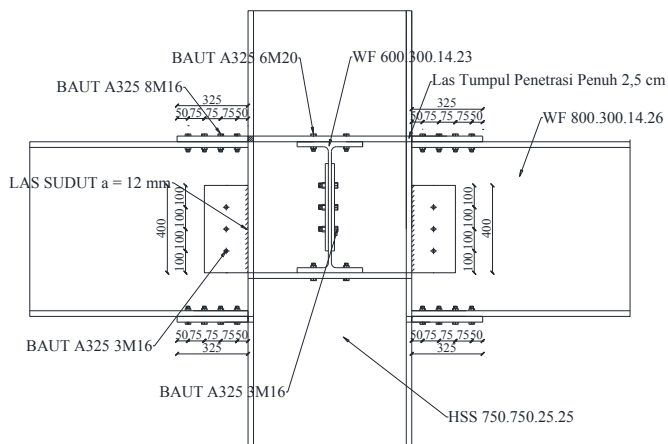
Terhadap patah

$$T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot F_u$$

$$38879,34 \leq 278226 \text{ kg... (OK)}$$



Gambar 4.52 Sambungan Balok Diluar *Link X* Dengan Kolom



Gambar 4.53 Detail Sambungan Balok Diluar *Link X* Dengan Kolom

4.4.5 Sambungan Balok Diluar Link Y Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u .

$$V_u = 41393,11 \text{ kg}$$

$$M_u = 3403837 \text{ kg.cm}$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
Baut tipe tumpu baut 20 mm ($A_g = 3,14 \text{ cm}^2$)
Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 14 \text{ mm}$)
Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 3,14 \\ &= 19438,6 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 20664 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 3,14 \\ &= 14578,95 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = \frac{41393,11}{19438,6} = 2,12 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 baut pada satu pelat

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 100 \text{ mm}$

$$1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100$$

$$30 \leq 100 \leq 156 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak antar baut} = S = 100 \text{ mm}$$

$$3db \leq S \leq 15tp$$

$$60 \leq 100 \leq 210 \text{ mm}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 100 + (3-1) \times 100 + 100 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 100 + 100 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

Direncanakan las dengan $te = 1 \text{ cm}$

Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

$$A_1 = te \cdot (2 \cdot d_{plat})$$

$$= 1 \times 2 \times (40)$$

$$= 80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times \left(\frac{1}{12} \times 80^3 \right)$$

$$= 10666,67 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2 \times \left(\frac{40^2}{3} \right) = 1066,67 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{41393,11}{80} = 517,41 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{3403837}{1066,67} = 3191,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{517,41^2 + 3191,1^2}$$

$$= 3232,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ las} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 = 3479,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{fu_{\text{las}}} = \frac{3232,77}{3479,85} = 0,93 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,93}{0,707} = 1,314 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 14 mm

- Kontrol Pelat Penyambung**
 Direncanakan pelat penyambung 400 x 14
 Mutu Pelat Baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 Diameter lubang (lubang dibuat dengan bor =
 $20 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} = 21,5 \text{ mm}$
 $A_{nv} = L_{nv} \cdot t$
 $= (L - n \cdot \text{diameter lubang}) \times 1,4 \text{ cm}$
 $= (40 - 3 \times 2,15) \times 1,4 \text{ cm}$
 $= 46,97 \text{ cm}^2$
 $\phi P_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv})$
 $= 0,9 \times 0,6 \times 4100 \times 46,97$
 $= 103991,6 \text{ kg} > 41393,11 \text{ kg}$
- Sambungan pada Diaphragm Plate dengan Kolom**
 Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm
 Mutu Pelat diaphragm plate BJ41 ($f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)
 $T = \frac{Mu}{d} = \frac{3403837}{800} = 42547,96 \text{ kg}$
 Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh
 $\phi R_n = 0,9 \times t_e \times f_y$
 $= 0,9 \times 2,5 \times 2500 = 5625 \text{ kg/cm}^2$
 Luas las tumpul
 $A_{las} = t_e \cdot d_{kolom} = 2,5 \times 7,5 = 187,5 \text{ cm}^2$
 Tegangan yang terjadi akibat beban tarik
 $f_{total} = \frac{42547,96}{187,5} = 226,93 \text{ kg/cm}^2 < \phi R_n = 5625$
- Sambungan pada Diaphragm plate dengan sayap balok**
Kontrol Kuat geser baut
 Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
 Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 Baut tipe tumpu baut 16 mm ($A_g = 2,01 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 26 \text{ mm}$)
 Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 2,01 \\ &= 6220,35 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 2,6 \cdot 4100 \\ &= 30700,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \emptyset \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 2,01 \\ &= 9330,53 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.V_n} = \frac{42547,96}{6220,35} = 6,84 \approx 8 \text{ buah}$$

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 50 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100 \\ 24 \leq 50 \leq 204 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak antar baut = $S = 75 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}3d_b \leq S \leq 15t_p \\ 48 \leq 75 \leq 390 \text{ mm}\end{aligned}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 50 + ((8-1)/2) \times 75 + 50 = 325 \text{ mm} = 32,5 \text{ cm}$$

- Kekuatan Diaphragm Plate

Dipakai baut tipe tumpu 16 mm

Mutu pelat baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)

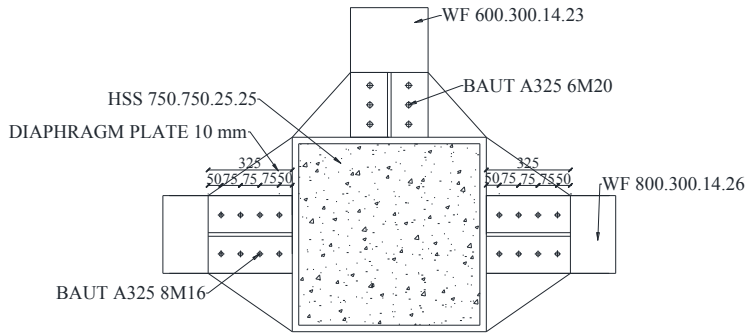
$$\begin{aligned}A_g &= w \cdot t_w \\ &= 32,5 \cdot 2,6 \text{ cm} \\ &= 84,5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - \text{Aperlemahan} \\ &= 84,5 - (2 \times 1,75 \times 2,6) \\ &= 75,4 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

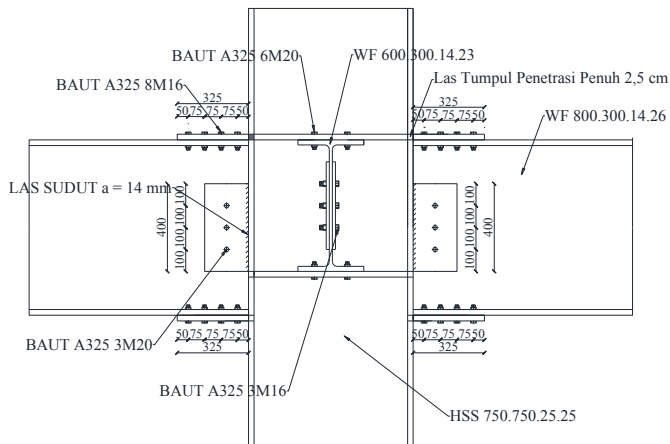
Terhadap patah

$$T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot F_u$$

$$42547,96 \leq 278226 \text{ kg... (OK)}$$



Gambar 4.54 Sambungan Balok Diluar *Link Y* Dengan Kolom



Gambar 4.55 Detail Sambungan Balok Diluar *Link Y* Dengan Kolom

Kontrol jarak baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 50 \text{ mm}$

$$1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100$$

$$40,5 \leq 50 \leq 180 \text{ mm}$$

Jarak antar baut = $S = 75 \text{ mm}$

$$3d_b \leq S \leq 15t_p$$

$$81 \leq 100 \leq 300 \text{ mm}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 50 + ((8-1)/2) \times 100 + 50 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul

Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1 \text{ cm}$

Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \\ &= 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Luas las sudut

$$\begin{aligned} A_{las} &= 2 \cdot (d+b) \\ &= 2 \cdot (70+40) = 220 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$L = 763,22 \text{ cm}$$

$$h = 650 \text{ cm}$$

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$\cos \theta = 4/7,63 = 0,524$$

$$\sin \theta = 6,5/7,63 = 0,85$$

$$0,625 \cdot V_u = 0,524 \times 294525 = 154359,79 \text{ kg}$$

$$0,78 \cdot V_u = 0,85 \times 294525 = 250834,67 \text{ kg}$$

$$f_h = \frac{154359,79}{763,22} = 293,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{250834,67}{763,22} = 328,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(293,4)^2 + (328,65)^2} \end{aligned}$$

$$= 385,9 \text{ kg/cm}^2$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{385,9}{2214,45} = 0,174 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,174}{0,707} = 0,246 \text{ cm} < a \text{ min } (0,6 \text{ cm})$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6 cm

4.4.7 Sambungan Balok Induk Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser V_u dan momen M_u .

$$V_u = 19765,68 \text{ kg}$$

$$M_u = 2774417 \text{ kg.cm}$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
Baut tipe tumpu baut 16 mm ($A_g = 2,01 \text{ cm}^2$)
Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 14 \text{ mm}$)

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 12440,71 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 16531,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned} T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 2,01 \\ &= 9330,53 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} = \frac{19765,68}{12440,71} = 1,59 \approx 3 \text{ buah}$$

Dipasang 3 baut pada satu pelat

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 100 \text{ mm}$

$$1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100$$

$$24 \leq 100 \leq 156 \text{ mm}$$

Jarak antar baut = $S = 100 \text{ mm}$

$$3d_b \leq S \leq 15t_p$$

$$48 \leq 100 \leq 210 \text{ mm}$$

Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 100 + (3-1) \times 100 + 100 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Lebar} = 100 + 100 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

$$A_1 = t_e \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times 2 \times (40)$$

$$= 80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times \left(\frac{1}{12} \times 80^3 \right)$$

$$= 10666,67 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2 \times \left(\frac{40^2}{3} \right) = 1066,67 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{19765,68}{80} = 247,07 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{M_u}{S_x} = \frac{3110347}{1066,67} = 2601,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{247,07^2 + 2601,02^2} \\ = 2612,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_u \text{ las} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 = 3479,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2612,72}{3479,85} = 0,75 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,75}{0,707} = 1,06 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 11 mm

- Kontrol Pelat Penyambung

Direncanakan pelat penyambung 400 x 14

Mutu Pelat Baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Diameter lubang (lubang dibuat dengan bor =

16 mm + 1,5 mm = 17,5 mm

$$A_{nv} = L_{nv} \cdot t$$

$$= (L - n \cdot \text{diameter lubang}) \times 1,4 \text{ cm}$$

$$= (40 - 3 \times 1,75) \times 1,4 \text{ cm}$$

$$= 48,65 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = \phi \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv})$$

$$= 0,9 \times 0,6 \times 4100 \times 48,65$$

$$= 107711,1 \text{ kg} > 19765,68 \text{ kg}$$

- Sambungan pada Diaphragm Plate dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm

Mutu Pelat diaphragm plate BJ41 ($f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)

$$T = \frac{Mu}{d} = \frac{2774417}{594} = 46707,36 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

$$\phi R_n = 0,9 \times te \times f_y$$

$$= 0,9 \times 2,5 \times 2500 = 5625 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_{las} = te \cdot d_{kolom} = 2,5 \times 7,5 = 187,5 \text{ cm}^2$$

Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$f_{total} = \frac{46707,36}{187,5} = 249,11 \text{ kg/cm}^2 < \phi R_n = 5625$$

- Sambungan pada Diaphragm plate dengan sayap balok

Kontrol Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 20 mm ($A_g = 3,14 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Pelat menggunakan tipe single plate ($t = 26 \text{ mm}$)

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi.V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 3,14 \\ &= 9719,3 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 2,6 \cdot 4100 \\ &= 38376 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 3,14 \\ &= 14578,95 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah Baut

$$n = \frac{V_u}{\phi.V_n} = \frac{46707,36}{9719,3} = 4,8 \approx 6 \text{ buah}$$

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = $S_1 = 50 \text{ mm}$

$$1,5d_b \leq S_1 \leq 4t_p + 100$$

$$30 \leq 50 \leq 204 \text{ mm}$$

Jarak antar baut = $S = 75 \text{ mm}$

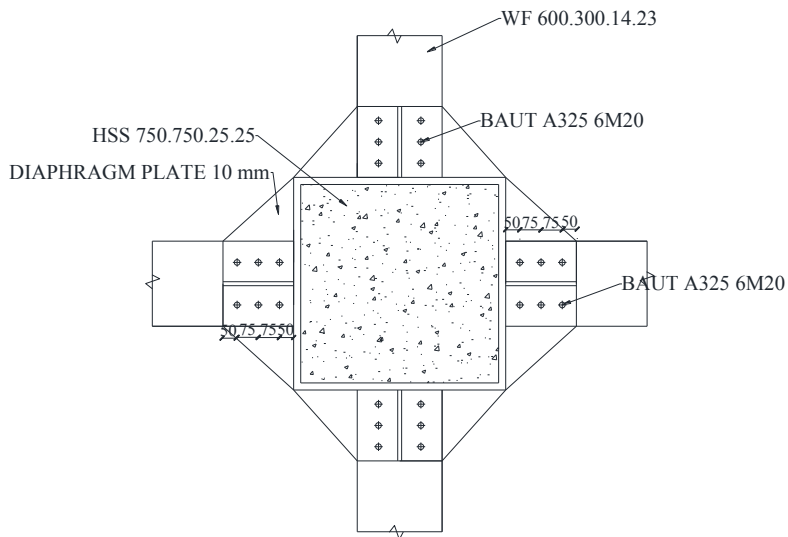
$$3d_b \leq S \leq 15t_p$$

$$60 \leq 75 \leq 390 \text{ mm}$$

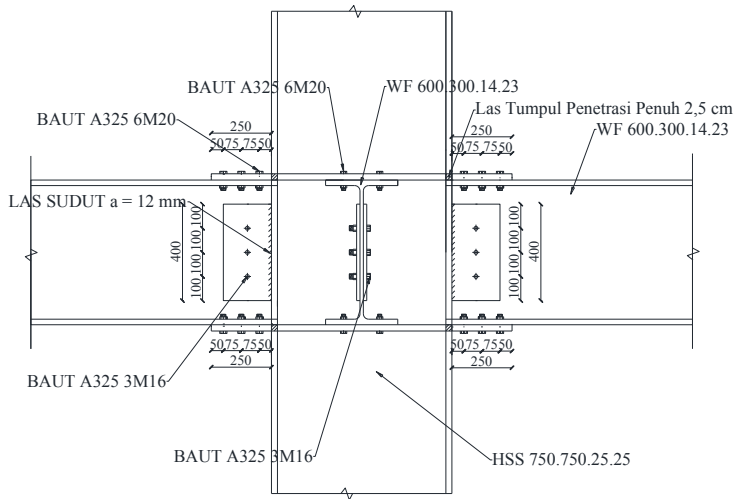
Ukuran Plat

$$\text{Panjang} = 50 + ((6-1)/2) \times 75 + 50 = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

- Kekuatan Diaphragm Plate
 Dipakai baut tipe tumpu 16 mm
 Mutu pelat baja BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)
 $A_g = w \cdot t_w$
 $= 21,5 \cdot 2,6 \text{ cm}$
 $= 65 \text{ cm}^2$
 $A_n = A_g - A_{\text{perlemahan}}$
 $= 65 - (2 \times 21,5 \times 2,6)$
 $= 53,82 \text{ cm}^2$
 Terhadap patah
 $T \leq 0,9 \cdot A_n \cdot F_u$
 $46707,36 \leq 198595,8 \text{ kg} \dots \text{(OK)}$



Gambar 4.58 Sambungan Balok Induk Dengan Kolom



Gambar 4.59 Detail Sambungan Balok Induk Dengan Kolom

4.4.8 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las sudut dan pelat tambahan dengan tebal 50 mm.

- Hasil Output ETABS 2015

$$P_u = 1555503 \text{ kg}$$

$$M_u = 44507,94 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 8607,29 \text{ kg}$$

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{las} = 4 \times (1 \times 75) = 300 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(75+75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(75+75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 75 \times 75 + \left(\frac{75^2}{3} \right) = 7500 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 75 \times 75 + \left(\frac{75^2}{3} \right) = 7500 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \emptyset \times 0,6 \times F_{E110xx} \times t_e$$

$$f_{u_{las}} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 \times 1$$

$$f_{u_{las}} = 3479,85 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S_x} = \frac{1555503}{300} + \frac{4450794}{7500} = 5778,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} + \frac{M_u}{S_x} = \frac{8607,29}{300} + \frac{4450794}{7500} = 622,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(5778,5)^2 + (622,13)^2} = 5811,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{5811,84}{3479,85} = 1,67 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,67}{0,707} = 2,36 \text{ cm}$$

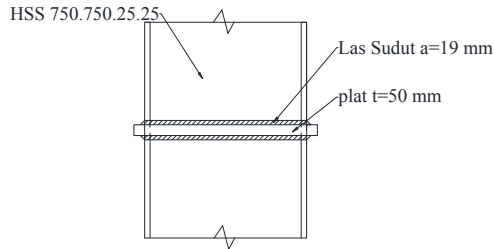
Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 50 \text{ mm}, a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{eff maks} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E110xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 50}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 110 \times 70,3}$$

$$a_{eff maks} = 1,87 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1,9 \text{ cm}$



Gambar 4.60 Sambungan Kolom Dengan Kolom

4.4.9 Sambungan Kolom Dengan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog Continental Steel untuk profil HSS 750.750.25.25 dengan data – data sebagai berikut :

- $H = 1000 \text{ mm}$
- $B = 1000 \text{ mm}$
- $t_p = 60 \text{ mm}$
- $q = 471,03 \text{ kg}$

Dari hasil analisa ETABS 2015 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_u &= 1555503 \text{ kg} \\ M_{uX} &= 4450794 \text{ kg.cm} \\ M_{uY} &= 20937135 \text{ kg.cm} \\ V_u &= 8607,29 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Perencanaan Sambungan Las Sudut pada BasePlate
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$ pada daerah yang diarsir pada profil HSS 750.750.25.25 sehingga didapat :

$$A_{las} = 4 \times (d_{kolom}) = 4 \times 75 = 300 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(75 + 75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(75 + 75)^3}{6} = 562500 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 75 \times 75 + \left(\frac{75^2}{3} \right) = 7500 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3} \right) = 75 \times 75 + \left(\frac{75^2}{3} \right) = 7500 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 110 \cdot 70,3 \cdot 1 \\ = 3479,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu:

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Sx} = \frac{1555503}{300} + \frac{4450794}{7500} \\ = 5477,13 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu:

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{Mx}{Sx} = \frac{8607,29}{300} + \frac{4450794}{7500} \\ = 320,811 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{5477,13^2 + 320,811^2} \\ = 5486,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{5486,52}{3479,85} = 1,58 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{1,58}{0,707} = 2,23 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 60 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E110xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{110 \cdot 70,3} \cdot 6 \\ = 4,49 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 2,23 \text{ cm}$

- Perhitungan Base Plate

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{4450794}{1555503} = 2,86 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 16,67 \text{ cm} > e = 2,86 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

Direncanakan diameter baut : 22 mm = 2,2 cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

w_e = jarak baut ke tepi = $2 \cdot d_b = 2 \cdot 2,2 = 4,4$ cm

c_1 = jarak minimum untuk kunci = $27/16 \cdot 2,2 = 3,71$ cm

$$h' \geq 4,4 + 3,71 = 8,11 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \cdot 8,11 = 95,94 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

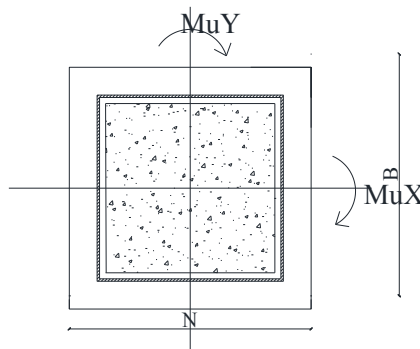
Dimensi beton :

Panjang : 1100 mm

Lebar : 1100 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \cdot 110}{100 \cdot 100}} = 1,1$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4.61 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{1555503}{100 \cdot 100} = 155,55 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 4450794}{100 \cdot 100^2} = 26,7 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 155,55 + 26,7 = 182,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 25 = 19,125 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 191,25 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \max} = 182,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 75}{2} = 14,375 \text{ cm}$$

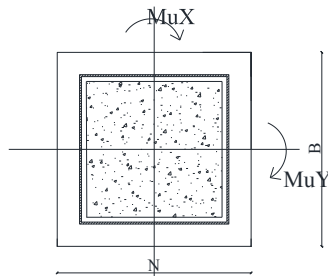
$$\begin{aligned} M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\ &= \left(182,25 - 2 \times 26,7 \cdot \frac{14,4}{100} \right) \cdot \left(\frac{14,4^2}{2} \right) + \left(2 \times 26,7 - \right. \\ &\quad \left. \frac{14,4}{100} \right) \cdot \left(\frac{14,4^2}{3} \right) \\ &= 18566,23 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

- Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 18566,2}{0,9 \cdot 2500}} = 5,75 \text{ cm} < 6 \text{ cm (OK)}$$

Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4.62 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{1555503}{100 \cdot 100} = 155,55 \text{ kg/cm}^2$$
- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 20937135}{100 \cdot 100^2} = 13,15 \text{ kg/cm}^2$$
- Tekanan maksimal
$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 155,55 + 13,15 = 168,7 \text{ kg/cm}^2$$
- Tekanan yang dapat diterima kolom
$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \times 0,85 \times 25 = 19,125 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 191,25 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \max} = 80,84 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$
- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat
$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 75}{2} = 14,375 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$= \left(168,7 - 2 \times 13,15 \cdot \frac{14,4}{100} \right) \cdot \left(\frac{14,4^2}{2} \right) + \left(2 \times 13,15 - \frac{14,4}{100} \right) \cdot \left(\frac{14,4^2}{3} \right)$$

$$= 17299,53 \text{ kg.cm/cm}$$
- Menentukan tebal base plate
$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 17299,5}{0,9 \cdot 2500}} = 5,55 \text{ cm} < 6 \text{ cm (OK)}$$

• **Perencanaan pelat pengaku**

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11
 Tebal pelat pengaku minimum (ts)
 $t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,5 = 1,25 \text{ cm}$
 ”tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm”

- **Perencanaan baut angkur**

“Karena $1/6 h > e$, maka dipasang angkur praktis”

Perhitungan Baut Angkur:

Dipakai baut angkur M30 mm mutu F1554 Grade 105 dengan $f_u = 7381,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 7381,5 \times 3,8 \\ &= 19566,28 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 2,4 \cdot \phi \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 4100 \\ &= 132840 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 7381,5 \times 7,07 \\ &= 29349,42 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah Baut

Dipasang 8 baut angkur M22 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

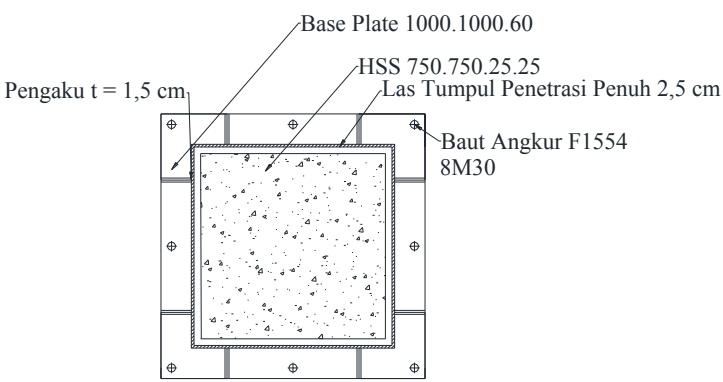
- Panjang Baut Angkur (panjang penyaluran struktur tarik)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'_c}}$$

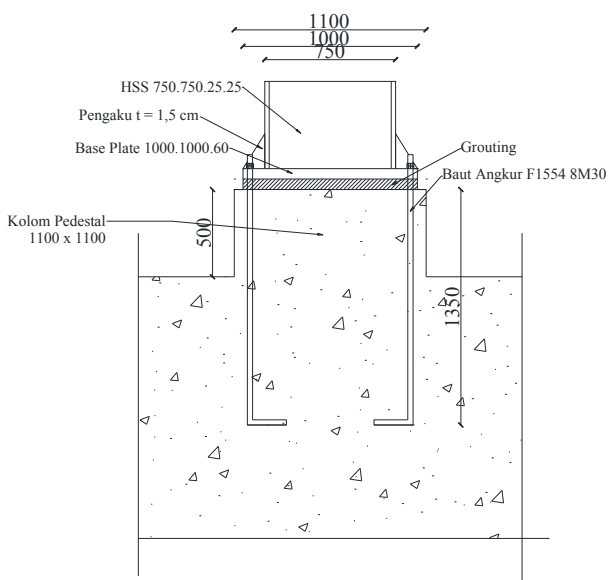
$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 \cdot 410 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{5 \cdot \sqrt{30}}$$

$$l_d = 1347,397 \text{ mm} \approx 135 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 135 cm



Gambar 4.63 Base Plate pada Kolom



Gambar 4.64 Tampak Samping Base Plate dan Kolom Pedestal

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Umum

Pondasi adalah konstruksi bagian dasar atau konstruksi bangunan bawah yang berfungsi menopang struktur bangunan atas untuk di teruskan secara merata ke lapisan tanah.

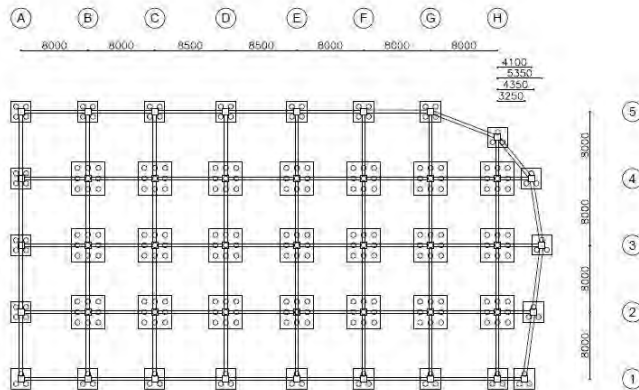
Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*) dan Pondasi Dalam (*Deep Foundations*). Jenis pondasi dangkal adalah pondasi memanjang, pondasi tapak, pondasi raft, dan pondasi rollag bata. Jenis pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi dinding diafragma, pondasi cerucuk, dan pondasi caissons.

4.5.2 Data Tanah

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah yang dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung perkantoran ini. Data tanah yang digunakan untuk perencanaan adalah data tanah yang cukup ekstrim yaitu tanah lunak untuk mendukung keamanan perhitungan pondasi. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

4.5.3 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.



Gambar 4.65 Denah Rencana Pondasi

Pondasi pada gedung perkantoran One Galaxy ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1570,8 cm²
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 tm

4.5.4 Daya Dukung Tanah

4.5.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur ujung tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Selain peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang dipasang, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang ditentukan dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua kondisi, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 24 m.

Tabel 4.13 Nilai N SPT dan nilai N koreksi (N')

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	N koreksi (N')
Lapisan 1	0	0	0	0.00
Lapisan 2	2	2	0	0.00
Lapisan 3	4	2	5	5.00
Lapisan 4	6	2	2	2.00
Lapisan 5	8	2	0	0.00
Lapisan 6	10	2	0	0.00
Lapisan 7	12	2	0	0.00
Lapisan 8	14	2	2	2.00
Lapisan 9	16	2	3	3.00
Lapisan 10	18	2	13	13.00
Lapisan 11	20	2	18	16.50
Lapisan 12	22	2	26	20.50
Lapisan 13	24	2	34	24.50
Lapisan 14	26	2	30	22.50
Lapisan 15	28	2	27	21.00
Lapisan 16	30	2	20	17.50
Lapisan 17	32	2	30	22.50
Lapisan 18	34	2	38	26.50
Lapisan 19	36	2	30	22.50
Lapisan 20	38	2	35	25.00
Lapisan 21	40	2	50	32.5

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 - Q_p &= q_p \cdot A_p \\
 &= (N_p \cdot K) \cdot A_p \\
 &= (26,7 \times 25) \cdot 0,283 \\
 &= 188,5 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{22,5 + 25 + 32,5}{3} \right) = 26,67$$

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,6^2 = 0,283 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$- \quad Q_s = q_s \cdot A_s$$

$$= \left(\frac{13,825}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

$$= \left(\frac{13,825}{3} + 1 \right) \cdot 71,63 = 401,7 \text{ ton}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

Mulai dari kedalaman 2 m:

=

$$(0+5+2+0+0+0+2+3+13+16,5+20,5+24,5+22,5+21+17,5+22,5+26,5+22,5+25+32,5) = 276,5$$

$$N_s = (276,5 / 20) = 13,825$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \cdot 0,5 \cdot 38 = 71,63 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{188,5 + 401,7}{3} = 196,74 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

N' = harga SPT di lapangan

N = harga SPT setelah dikoreksi = $15 + [(N' - 15)/2]$

4.5.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

4.5.4.3 Repetisi Beban- Beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

dimana :

P_v = beban vertikal ekivalen

V = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group
 nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

4.5.5 Perhitungan Pondasi

4.5.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :
 Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA Spun Pile), didapat *allowable axial load*:

$$\bar{P}_{1tp} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1iang} = 196,74 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 196,74 ton.

Perhitungan jarak tiang

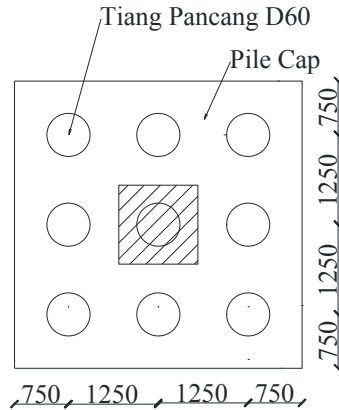
$$2D \leq S \leq 2,5D \quad \text{dengan } S = \text{jarak antar tiang}$$

$$120 \leq S \leq 150 \quad \text{dipakai } S = 125 \text{ cm}$$

$$1D \leq S \leq 1,5D \quad \text{dengan } S = \text{jarak tepi}$$

$$60 \leq S \leq 90 \quad \text{dipakai } S = 75 \text{ cm}$$

Direncanakan pondasi tiang dengan 16 tiang pancang. Jarak dari as ke as tiang adalah 1,25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 4.66 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang $\varnothing 50$ cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{600}{1250} \right) \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0,62$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 38 m dari perhitungan ada dengan yang brosur terlampir, didapat nilai daya dukung satu tiang pancang:

P beban tetap = $125,39 \text{ kg} \times 0,62 = 122,0032 \text{ ton}$.

Jadi diambil P beban tetap = 122 ton (dari daya dukung tanah)

4.5.5.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 4.14 Hasil Analisis ETABS 2015 Untuk Kolom

	(D + L)	(1,2D + 0,5L + Ex)	(1,2D + 0,5L + Ey)
P	1555503	1402050	1280034
M _x	12588,7	18833,88	44507,94
M _y	716,5	44025,95	21909,01
H _x	6183,79	3548,33	983,91
H _y	189,9	3621,22	8607,29

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 6 (1,25)^2 = 9,38 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 (1,25)^2 = 9,38 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$P_{D+L} = \frac{1555503}{9} \pm \frac{12588,7 \times 1,25}{9,38^2} \pm \frac{716,5 \times 1,25}{9,38^2}$$

$$= 173022,9 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan})$$

Beban sementara:

$$P_{D+L+EX} = \frac{1402050}{9} \pm \frac{18833,88 \times 1,25}{9,38^2} \pm \frac{44025,95 \times 1,25}{9,38^2}$$

$$= 156677,3 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan})$$

$$P_{D+L+EY} = \frac{1280034}{9} \pm \frac{44507,94 \times 1,25}{9,38^2} \pm \frac{21909 \times 1,25}{9,38^2}$$

$$= 143170,6 \text{ kg}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 173,02 \text{ ton} < Q_{\text{ijin}} = 196,74 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 156,68 \text{ ton} < Q_{\text{ijin}} = 125,39 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

4.5.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

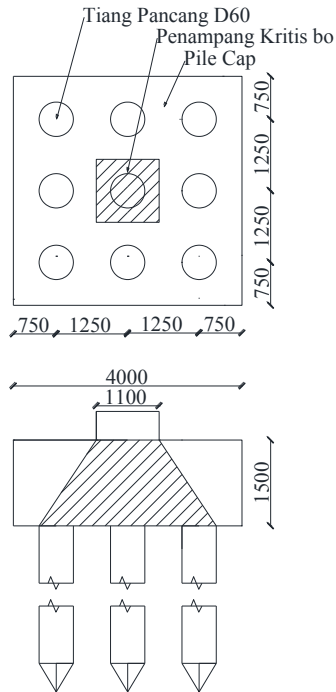
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang) = 196,74 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 4 x 4 x 1,5 m
- Mutu beton (f_c') = 35 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 70 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 1419 \text{ mm}$
- $d_y = 1500 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 1397 \text{ mm}$

4.5.5.4 Kontrol Geser Pons

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 4.67 Geser Pons Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $750/750 = 1$

Tebal efektif balok poer :

$$\text{Arah } x \text{ (dx)} = 1500 - 70 - (1/2 \cdot 22) = 1419 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (750 + 1419) + 2 (750 + 1419) = 8676 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{35} \times 8676 \times 1419$$

$$= 37145494 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1419}{8676} \right) 1 \cdot \sqrt{35} \times 8676 \times 1419$$

$$= 39549127 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \cdot \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \times 8676 \times 1419$$

$$= 24253822 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $24253822 \text{ N} = 24253,82 \text{ kN}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 24253,82 \text{ kN} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 14552,29 \text{ kN} > 1555503/100 - (196,74 \times 10)$$

$$= 14552,29 \text{ kN} > 13587,66 \text{ kg (OK)}$$

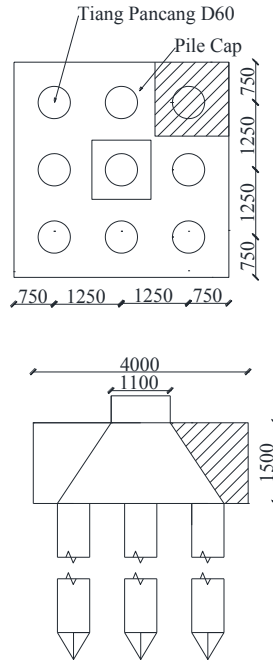
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat gaya dari kolom.

2. Akibat Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $750/750 = 1$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1419)) + (2 \times 750)$$

$$= 3007,18 \text{ mm}$$



Gambar 4.68 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1. \sqrt{35} \times 3007,18 \times 1419 \\
 &= 12874960 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \cdot 1419}{3007,18} \right) 1. \sqrt{35} \times 3007,18 \times 1419 \\
 &= 39549127 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1. \sqrt{35} \times 3007,18 \times 1419 \\
 &= 8406591 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 8406591 N = 8406,591 kN

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 8406,591 \text{ N} > P_{\max}$$

$$\phi V_c = 5043,96 \text{ kg} > (196,74 \times 10)$$

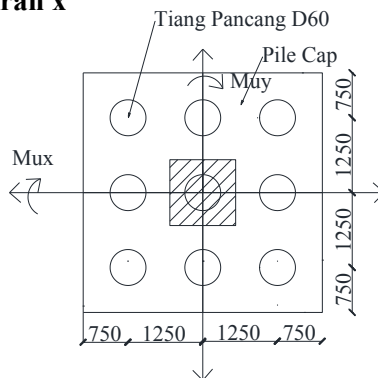
$$= 5043,96 \text{ kg} > 1967,4 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat gaya dari pancang.

4.5.5.5 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang dihasilkan dari tiang pancang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

Penulangan Arah x



Gambar 4.69 Pembebanan Poer Kolom (Arah Sumbu X)

$$P_{\max} = 196,74 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 196,74 = 590,21 \text{ ton}$$

$$Q = 4 \times 2,4 \times 1,5 = 14,4 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 14,4 \text{ ton/m} \times 1,2 = 17,28 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= P a - \frac{1}{2} q u x \cdot L^2 \\
 &= (590,21 \times 1,25) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,25 + 0,75)^2) \\
 &= 703,2 \text{ tonm} \\
 &= 7032037648 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$d_x = 1500 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1415,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1386,5 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7032037648}{0,8} = 8790047060 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_{c}} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 13,45$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'_{c} \cdot \beta \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,037931
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,037931 = 0,028448$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{8790047060}{4000 \times 1415,5^2} = 1,09$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,09}{400}} \right) = 0,00279 < \rho_{\min}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{alt}} &= 4/3 \times \rho_{\text{perlu}} \\
 &= 4/3 \times 0,00279 = 0,003726 > \rho_{\min}
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{alt}} > \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\text{alt}} = 0,003726$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d_x \\
 &= 0,003726 \times 1000 \times 1415,5 = 5273,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,52 \text{ mm}^2$)

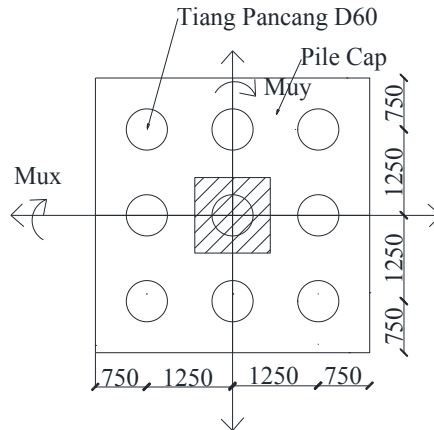
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{5273,9}{660,52} = 7,98 \approx 8 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{8} = 125$$

Digunakan tulangan lentur atas D29–125

$$\begin{aligned}
 A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \times 8 \\
 &= 5284 \text{ mm}^2 > 5273,9 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Penulangan Arah y



Gambar 4.70 Pembebanan Poer Kolom (Arah Sumbu Y)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 196,73 \text{ ton} \\
 P &= 3 \times 196,74 = 590,21 \text{ ton} \\
 Q &= 4 \times 2,4 \times 1,5 = 14,4 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 14,4 \text{ ton/m} \times 1,2 = 17,28 \text{ ton/m} \\
 M_u &= P a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
 &= (590,21 \times 1,25) - (\frac{1}{2} \times 17,28 \times (1,25+0,75)^2) \\
 &= 703,2 \text{ tonm} \\
 &= 7032037648 \text{ Nmm} \\
 dx &= 1500 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1415,5 \text{ mm} \\
 dy &= 1500 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 1386,5 \text{ mm} \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{7032037648}{0,8} = 8790047060 \text{ Nmm} \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,45 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,037931
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,037931 = 0,028448$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{8790047060}{4000 \times 1386,5^2} = 1,14$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 1,14}{400}} \right) = 0,002915 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{alt}} &= 4/3 \times \rho_{\text{perlu}} \\ &= 4/3 \times 0,002915 = 0,003887 > \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{alt}} > \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\text{alt}} = 0,003887$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d_y \\ &= 0,003887 \times 1000 \times 1397 = 5388,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,52 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{5388,7}{660,52} = 8,16 \approx 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100$$

Digunakan tulangan lentur atas D29–100

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \times 10 \\ &= 6605,2 \text{ mm}^2 > 5388,7 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Pondasi harus direncanakan terhadap adanya beban gempa menurut SNI 1726-2012. Pasal 7.13.6.2 menjelaskan tentang pengikat pondasi dimana pur tiang individu, pier bor, atau kaison harus dihubungkan satu sama lain dengan pengikat. Sebagai tambahan, pondasi individu yang menyebar terletak pada tanah yang didefinisikan dalam pasal 5 sebagai kelas situs SE atau SF harus dihubungkan satu sama lain dengan pengikat. Semua pengikat harus mempunyai kuat tarik atau tekan desain paling sedikit sama dengan gaya yang sama dengan 10 persen S_{DS} kali beban mati terfaktor ditambah beban hidup terfaktor pur tiang atau kolom. Maka didapat nilai sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Pengikat pondasi} &= 10\% \times S_{DS} \times (DL+LL) \\ &= 10\% \times 0,727 \times (1555503) \end{aligned}$$

$$= 113085,1 \text{ kg} = 113 \text{ ton}$$

Maka digunakan tulangan atau material pengikat pondasi dengan kekuatan tarik 113 ton.

Tabel 4.15 Rekapitulasi perhitungan pondasi dan poer

Tipe Pondasi	D pancang	n Pancang	Dimensi	Tulangan	Tulangan
			Poer (m)	Arah X	Arah Y
Tipe 1	60 mm	9	4x4x1,5	D29-125	D29-100
Tipe 2	60 mm	4	2,4x2,4x1	D29-67	D29-67
Tipe 3	60 mm	3	2,4x2,4x1	D29-72	D29-72

4.5.6 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis ETABS 2015 pada pada kolom lantai Ground, adalah :

$$M_u = 12588,71 \text{ kg.m} = 125,8871 \text{ kN}$$

$$P_u = 1555503 \text{ kg} = 15259484 \text{ N}$$

$$V_u = 6183,79 \text{ kg} = 60662,98 \text{ N}$$

Data perencanaan kolom :

$$b = 1100 \text{ mm}$$

$$h = 1100 \text{ mm}$$

$$A_g = 1210000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan :

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

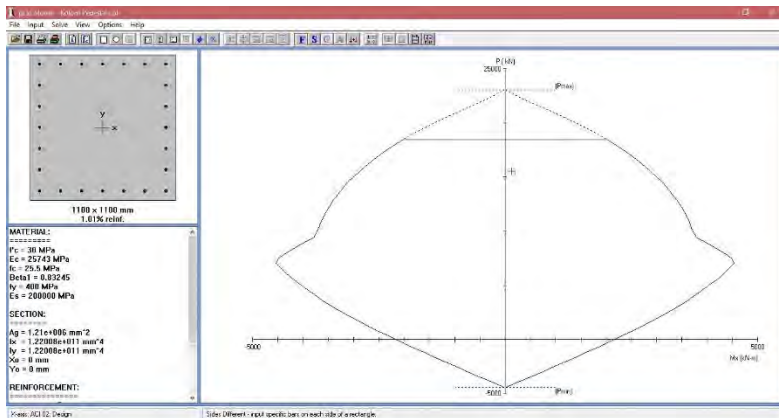
$$\text{Tulangan sengkang} = \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \varnothing 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 1100 - (50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 25) = 1072,5 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur pada Kolom

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,01 \%$



Gambar 4.71 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.

$$A_s = 0,0123 \cdot 1100 \cdot 1072,5 = 14510,93 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 32D25, $A_s = 15707,96 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

Penulangan Geser Kolom

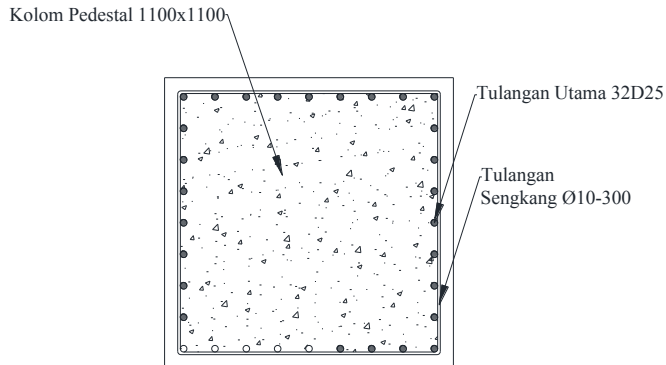
$$V_u = 6183,8 \text{ kg} = 60662,98 \text{ N}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 2 \left(1 + \frac{15555033}{14 \times 1210000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1100 \times 1072,5 \\ &= 4131740 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 V_c = 0,6 \times 4131740 = 2479044 \text{ N}$$

Karena $V_u = 60662,98 \text{ N} < \phi V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser
Jadi dipasang tulangan geser praktis $\phi 10 - 300$, sengkang dua kaki.

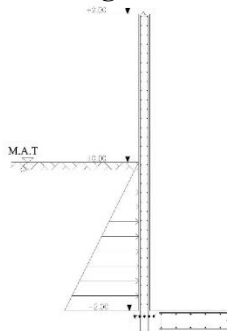


Gambar 4.72 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.7 Perencanaan Basement

Lantai basement dari gedung mempunyai fungsi sebagai tempat parkir untuk gedung perkantoran. Separuh dari lantai tersebut masuk kedalam tanah sedalam -2 m dari ketinggian basement 4 m. Basement ini perlu direncanakan pelat dinding penahan tanah untuk menahan gaya horizontal tanah. Tekanan tanah horizontal yang terjadi pada dinding ini adalah tekanan tanah aktif.

4.5.7.1 Perencanaan Dinding Penahan Tanah



Gambar 4.73 Tekanan tanah horizontal pada pelat dinding basement

Data-data perancangan:

$$\gamma_{\text{sat}} = 16,279 \text{ kN/m}^3 = 1,6279 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 1,6279 - 1 = 0,6279 \text{ t/m}^3$$

$$c_u = 4,5 \text{ kPa} = 0,45 \text{ t/m}^2$$

$$c = 2/3 \times 0,45 = 0,3 \text{ t/m}^2$$

$$\theta = 0$$

Perhitungan gaya horizontal tanah:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2)$$

$$= \tan^2(45^\circ - 0/2) = 1$$

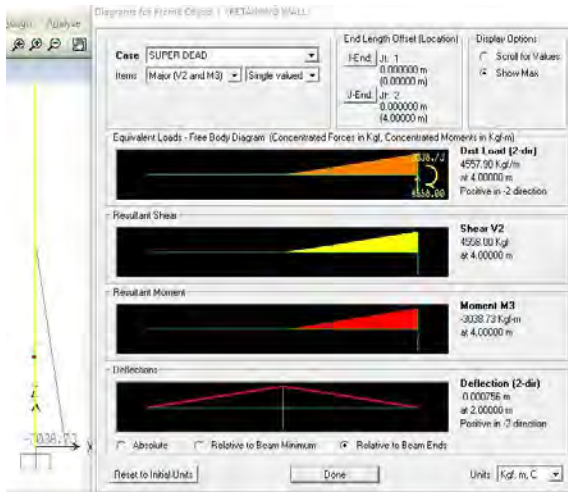
$$P_o = 1/2 \{ (k_a \cdot \gamma' + \gamma_w) \cdot h_1 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \} \cdot h_2$$

$$= 1/2 \{ (1 \cdot 0,6279 + 1) \cdot 2 - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \} \cdot 2$$

$$= 3,2558 \text{ t/m}$$

$$\Delta p_{eq} = \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{a_h}{g} \cdot F_p = 1,6279 \cdot 2^2 \cdot \frac{0,2g}{g} \cdot 1 = 1,3 \text{ t/m}$$

$$P \text{ total} = 3,2558 + 1,3 = 4,56 \text{ t/m}$$



Gambar 4.74 Momen ultimat pada *retaining wall*

Dari analisa menggunakan program bantu SAP 2000 v14,
didapatkan nilai gaya momen sebesar:

$$M_u = 3038,73 \text{ kg.m} = 30387300 \text{ Nmm}$$

Tebal Rencana Beton *Retaining Wall* = 150 mm

Dengan data perencanaan sebagai berikut:

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032513$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,032513 = 0,024384$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

selimut beton = 20 mm

tulangan pokok = D12

$d = h - \text{selimut} - \frac{1}{2} D \text{ Tulangan Pokok}$

$$= 150 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 12$$

$$= 124$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{30387300}{1000 \times 150^2} = 2,47$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 2,47}{400}} \right) = 0,0065 > \rho_{\text{min}}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0065 \times 1000 \times 125 = 807 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10 – 125 ($A_s = 904,78 \text{ mm}^2$)

Tulangan Pembagi $A_s = \rho \times b \times d$

$$= 0,0018 \times 1000 \times 125$$

$$= 223,2 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan pembagi $\varnothing 8 - 200$ ($A_s = 251,33 \text{ mm}^2$)

4.5.7.2 Perencanaan Pelat Lantai *Basement*

Pelat lantai *basement* adalah pelat yang berada dibawah muka tanah yang berhubungan atau bersinggungan langsung dengan tanah. Pelat ini dipasang dengan elevasi -2 m dari permukaan

tanah. Pelat didesain menerima gaya *uplift* dan beban kendaraan, sesuai dengan fungsinya sebagai tempat parkir untuk gedung perkantoran. Namun dalam pembebanannya, diambil pembebanan dalam kondisi kritis, yaitu beban yang terjadi hanya diperhitungkan terhadap beban *uplift*. Jadi, beban kendaraan tidak diperhitungkan.

Perhitungan tulangan pelat *basement* menggunakan metode langsung. Berdasarkan SNI 03-2847-2012 tabel 9.5(c), tebal minimum pelat tanpa balok interior dan tanpa penebalan serta tanpa adanya balok dengan mutu tulangan yang digunakan adalah 420 Mp_a, maka digunakan perumusan sebagai berikut

$$h = \frac{l_n}{30} = \frac{800}{30} = 26,67 = \text{pakai} = 27 \text{ cm}$$

- Pembebanan

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2D + 1,6L \\ &= 1,2 (1000 - 0,27 \times 2400) + 0 \end{aligned}$$

$$q_u = 422,4 \text{ kg/m}$$

$$M_o = \frac{q_u \times l_2 \times l_n^2}{8}$$

$$M_o = \frac{422,4 \times 8 \times (8 - 0,95)^2}{8} = 20994,34 \text{ kgm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 15.6.3.3 tabel 13, momen terfaktor Mo untuk bentang ujung dengan tepi eksterior terkekang penuh, didistribusikan:

$$-M_u \text{ pada tumpuan interior} = 0,65$$

$$+M_u \text{ pada lapangan} = 0,35$$

$$-M_u \text{ pada tumpuan eksterior} = 0,65$$

Tabel 4.16 Momen distribusi pada pelat basement

	Momen negatif	Momen positif
Mu (kgm)	13646,32	7348,02
Faktor distribusi	65 %	65 %
Momen rencana lajur kolom (kgm)	10234,74	5511,01
Momen rencana lajur tengah (kgm)	3411,58	1837

Penulangan lentur Pelat Basement

Data Perencanaan

$$H = 27 \text{ cm} = 270 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut} - \frac{1}{2} D \text{ Tulangan Pokok} \\ = 270 - 20 - \frac{1}{2} \times 16 = 242 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032513$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,024384$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

• Penulangan Lajur Kolom

Tumpuan

$$M_u = 10234,74 \text{ kg.m} = 102347388 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{102347388}{1000 \times 242^2} = 2,18$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,18}{400}} \right) = 0,005718 < \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,005718 \times 1000 \times 242 = 1383,69 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 125 ($A_s = 1608,5 \text{ mm}^2$)

Lapangan

$$M_u = 5511,013 \text{ kg.m} = 55110132 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{55110132}{1000 \times 242^2} = 1,17$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,17}{400}} \right) = 0,003012 > \rho_{\min}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,003012 \times 1000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 200 ($A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$)

- Penulangan Lajur Tengah

Tumpuan

$$M_u = 3411,58 \text{ kg.m} = 34115762 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{34115762}{1000 \times 242^2} = 0,73$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,73}{400}} \right) = 0,001847 < \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 200 ($A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$)

Lapangan

$$M_u = 1837 \text{ kg.m} = 18370026 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{18370026}{1000 \times 242^2} = 0,39$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,39}{400}} \right) = 0,00098 < \rho_{\text{min}} \end{aligned}$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 200 ($A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$)

4.5.7.3 Perencanaan *tie beam* basement

Untuk mendukung struktur basement, dilakukan perancangan *tie beam* yang menghubungkan poer-poe yang diatasnya terdapat struktur *retaining wall* basement. Desain penulangan pada *tie beam* akan direncanakan menggunakan

tulangan baja. Hal tersebut dilaksanakan karena *tie beam* menerima kombinasi beban aksial dan lentur. Dalam perancangan *tie beam* ini diambil data:

Gaya aksial kolom yang ditinjau untuk perhitungan pondasi

P kolom = 391163,6 kg (tipe 2)

Pu tie beam = 39116,36 kg = 391163,6 N

Dimensi tie beam = 40 cm x 60 cm

Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa

Mutu beton (f_y) = 400 Mpa

Tulangan utama = 29 mm

Tulangan sengkang = 10 mm

Selimut beton = 50 mm

Tegangan ijin tarik beton:

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi:

$$f_r = \frac{Pu}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{391163,6}{0,8 \cdot 400 \cdot 600} = 2,03 \text{ Mpa}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok *tie beam* yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400 \text{ mm}^2$$

Direncanakan dimensi *tie beam* terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan *tie beam* didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Beban yang diterima *tie beam* :

$$\text{- berat sendiri} = 0,40 \times 0,60 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{- berat dinding} &= \frac{4 \times 0,15 \times 2400}{q_d} = 1440 \text{ kg/m} + \\ & q_d = 2016 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Konstruksi *tie beam* merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 03-2847-2012 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times 2016 = 2419,2 \text{ kg/m} \\ M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 2419,2 \times 8^2 \\ &= 12902,4 \text{ kgm} = 129,024 \text{ Nmm} \\ Pu_{\text{ Sloof}} &= 391163,6 \text{ N} \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 39,11 \text{ ton}$$

$$P = 2 \times 39,11 = 78,23 \text{ ton}$$

$$Q = (0,4 \times 0,6) \times 2,4 = 0,576 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 0,576 \text{ ton/m} \times 1,2 = 0,69 \text{ ton/m}$$

$$Mu = 12,9024 \text{ ton.m} = 1,29 \times 10^8 \text{ ton.m}$$

$$dx = 400 - 50 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 335,5 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1,29 \times 10^8}{0,8} = 1,61 \times 10^8 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta \left(\frac{600}{600 + fy} \right)}{fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,032513 = 0,024384$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1,61 \times 10^8}{400 \times 339^2} = 3,58$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 3,58}{400}} \right) = 0,0097 > \rho_{\min} \end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0097 \times 1000 \times 335,5 = 3251,65 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660,52 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3251,65}{660,52} = 4,9 \approx 5 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur atas 5D29

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \times 8$$

$$= 3302,6 \text{ mm}^2 > 3251,65 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 2016 \times 8 = 8064 \text{ kg} = 80640 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 10 - 29/2 = 525,5 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{391163,6}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{30} \times 400 \times 525,5$$

$$= 163881,6 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 163881,6 = 122911,2 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

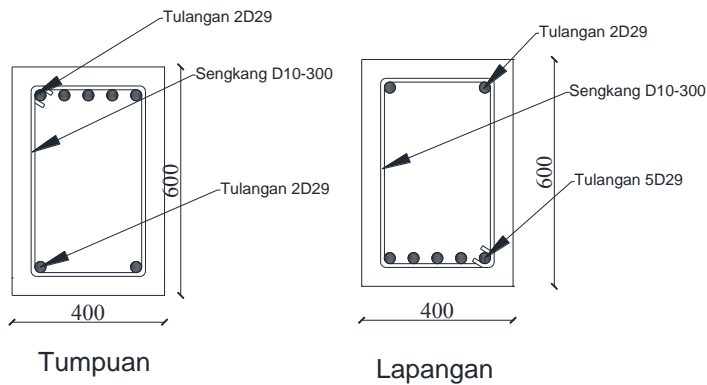
Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{525,5}{2} = 262,75 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\varnothing 10 - 300 \text{ mm}$ (sengkang dua kaki)

Detail tulangan *tie beam*



Gambar 4.75 Penampang *tie beam* 400 x 600

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
 - a. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan wiremesh Ø 9 – 200 (U-48).
 - b. Pelat lantai perkantoran menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan wiremesh Ø10 – 200 (U48).
 - c. Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi balok anak pada lantai perkantoran menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Tebal pelat tangga yang digunakan 3 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 45 x 45 x 5 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Tebal pelat bordes yang digunakan 3 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
 - h. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dan dimensi balok penumpu tangga WF 350 x 175 x 7 x 11 dengan mutu baja BJ-41.

2. Analisis ETABS 2015 telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (*drift*) struktur yang direncanakan di kota Yogyakarta telah memenuhi syarat.
3. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. *Link* arah X dan Y merupakan link pendek dengan panjang *link* 100 cm.
 - b. Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y pada lantai menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan mutu baja BJ-41.
 - c. Dimensi bresing arah memanjang dan melintang menggunakan profil WF 600 x 300 x 14 x 23 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi kolom lantai 1 s/d 3 menggunakan tipe Composite Filled Tube dengan profil Hollow Square Section 750 x 750 x 25 x 25 dengan mutu baja BJ-41 dan mutu beton K350.
 - e. Perencanaan base plate menggunakan *mild steel plate* dari katalog Continental Steel dengan ketebalan 60 mm.
4. Hasil Perhitungan Sambungan:
 - a. Sambungan balok anak dan balok induk menggunakan 2 buah baut diameter 12 mm dan pelat siku 80x80x8.
 - b. Sambungan balok tangga dan balok tumpu tangga menggunakan 3 buah baut diameter 8 mm dan pelat siku 60x60x6.
 - c. Sambungan balok tumpu tangga dan kolom menggunakan 4 buah baut diameter 12 mm dan las sudut ketebalan 3 mm.
 - d. Sambungan Balok Diluar Link X dan Kolom menggunakan 3 buah baut diameter 16 mm dan 8 buah baut diameter 16 mm pada diaphragm plate setebal 26 mm.

- e. Sambungan Balok Diluar Link Y dan Kolom menggunakan 3 buah baut diameter 20 mm dan 8 buah baut diameter 16 mm pada diaphragm plate setebal 26 mm
 - f. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 3 buah baut diameter 16 mm dan 6 buah baut diameter 20 mm pada diaphragm plate setebal 26 mm
 - g. Sambungan bresing menggunakan 8 baut dipasang pada kedua sisinya
 - h. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut a = 19 mm dan pelat dengan tebal 50 mm
 - i. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000 x 1000 mm dengan ketebalan 60 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M30 8 buah.
5. Hasil perhitungan struktur bawah:
- a. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton Ø 60 cm (tipe A) dengan kedalaman 38 m.
 - b. Dimensi poer direncanakan 4 m x 4 m x 1m, dengan tulangan lentur arah X D29–125 mm dan tulangan lentur arah Y D29–100 mm dan
 - c. Dimensi kolom pedestal direncanakan 1100 mm x 1100 mm, dengan tulangan utama 32D25 dan tulangan geser Ø10 – 300.
 - d. Dimensi tebal dinding penahan tanah adalah 150 mm dengan tebal pelat basement 27 cm (perencanaan pelat tanpa adanya balok)
 - e. Dimensi Tie Beam Basement direncanakan 400 mm x 600 mm, dengan tulangan lentur 5D29 dan tulangan geser Ø10 – 300.

5.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *eccentrically braced frames* (EBF) lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- AISC. 2005. *Specification for Structural Steel Building*, Chicago, American Institute of Steel Construction.
- Bruneau M. 1998. *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw- Hill International Editions
- Budiono B; Yurisman; Nidiasari. 2011. Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Struktur Rangka Baja Tahan Gempa.
- Chao H.S. & Goel C.S. *Performance Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria*.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung* (PPIUG 1983), Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*, Earthquake Engineering Research Center UBC/EERC-89/01, College of Engineering University of California at Berkeley.
- Isdarmanu, Marwan. 2006. *Struktur Baja I*. ITS
- Setiawan, Agus. 2008. *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03-1729-2002)*. Penerbit Erlangga.
- Standar Nasional Indonesia. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung* SNI 03-1729-2002. Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. 2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. RSNI 03-1726-2012. Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 03-1726-2012. Badan Standarisasi Nasional.

- Standar Nasional Indonesia. 2013. *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. SNI 03-1727-2013. Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. 2013. *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung* SNI 03-2847-2013. Badan Standarisasi Nasional.
- Standar Nasional Indonesia. 2015. *Spesifikasi Untuk Gedung Baja Struktural*. SNI 03-1729-2015. Badan Standarisasi Nasional.
- Steven L. Kramer. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc.
- Wahyudi, Herman. 2013, *Daya Dukung Pondasi Dalam*. ITS press.
- Yurisman. 2010, *Perilaku Link dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (EBF)*, Disertasi Doktorat Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.

[illegible]



CLIENT	=	PT. NATA PUTRA	BORE TYPE	=	ROTARY DRILLING	Remarks
PROJECT NAME	=	UNDERPASS MERR IIC	START OF DATE	=	7 Maret 2016	UD = Undisturb Sample
POINT NO.	=	BH-2	FINISH OF DATE	=	12 Maret 2016	CS = Core Sample
WATER SURFACE	=	-3.00 METER	BORE MASTER	=	HARNO	SPT = SPT Test
PROJECT LOCATION	=	BOX SISI UTARA UNDERPASS MERR IIC SEMAMPIR SUKOLILO SURABAYA				

Scale in m	Ground Water Level in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test								
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value				
														15 cm	15 cm	15 cm					
32.00	-32.00	-32.00			LEMPUNG LANAU	ABU-ABU	VERY STIFF TO HARD	SPT 20 S/D 40													
33.00	-33.00	-33.00			LANAU LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU KECOKLATAN															
34.00	-34.00	-34.00			LEMPUNG LANAU	COKLAT															
35.00	-35.00	-35.00			LANAU LEMPUNG	COKLAT															
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG LANAU SEDIKIT PASIR	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF TO HARD	SPT 25 S/D 50													
37.00	-37.00	-37.00																			
38.00	-38.00	-38.00																			
39.00	-39.00	-39.00																			
40.00	-40.00	-40.00																			
END OF BORING																					

Scale in m	Ground Water Level in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS	SPT TEST	Standard Penetration Test										
32.00	-32.00	-32.00			LEMPUNG LANAU	ABU-ABU	VERY STIFF TO HARD	SPT 20 S/D 40													
33.00	-33.00	-33.00			LANAU LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU KECOKLATAN															
34.00	-34.00	-34.00			LEMPUNG LANAU	COKLAT															
35.00	-35.00	-35.00			LANAU LEMPUNG	COKLAT															
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG LANAU SEDIKIT PASIR	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF TO HARD	SPT 25 S/D 50													
37.00	-37.00	-37.00																			
38.00	-38.00	-38.00																			
39.00	-39.00	-39.00																			
40.00	-40.00	-40.00																			
END OF BORING																					

Scale in m	Ground Water Level in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS	SPT TEST	Standard Penetration Test										
32.00	-32.00	-32.00			LEMPUNG LANAU	ABU-ABU	VERY STIFF TO HARD	SPT 20 S/D 40													
33.00	-33.00	-33.00			LANAU LEMPUNG BERPASIR	ABU-ABU KECOKLATAN															
34.00	-34.00	-34.00			LEMPUNG LANAU	COKLAT															
35.00	-35.00	-35.00			LANAU LEMPUNG	COKLAT															
36.00	-36.00	-36.00			LEMPUNG LANAU SEDIKIT PASIR	ABU-ABU KECOKLATAN	VERY STIFF TO HARD	SPT 25 S/D 50													
37.00	-37.00	-37.00																			
38.00	-38.00	-38.00																			



LABORATORIUM MEKANIK TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIENT : PT. NATA PUTRA
 PROYEK : UNDERPASS MERR IIC
 LOKASI : BOX SISI UTARA UNDERPASS MERR IIC SEMAMPIR SUKOLILO
 SURABAYA

BORE POINT : BH-2
 BORE MASTER : HARNO CS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.642	1.615	100.00	61.13	61.76	16.279	10.103	16.279	*	*	*
-15.00	2.619	1.485	100.00	56.70	59.76	16.515	10.539	16.515	*	*	*
-22.50	2.683	1.367	100.00	50.95	57.75	17.110	11.335	17.110	*	*	*
-30.00	2.655	1.314	100.00	49.49	56.78	17.152	11.474	17.152	*	*	*
-40.00	2.608	1.199	100.00	45.97	54.52	17.312	11.860	17.312	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		TRIAXIAL UU		TRIAXIAL CD		PERMEABILITY
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	k (cm/sec)
-7.50	0.00	8.27	91.73	65.29	30.39	34.90	*	*	4.50	0	*	*	*
-15.00	0.00	10.63	89.37	62.85	29.27	33.58	*	*	15.48	0	*	*	*
-22.50	16.75	8.77	74.48	58.34	27.46	30.88	*	*	125.89	0	*	*	*
-30.00	0.00	12.96	87.04	61.39	30.45	30.94	*	*	85.46	*	*	*	*
-40.00	0.00	19.35	80.65	63.74	29.73	34.01	*	*	236.81	0	*	*	*

REMARK	G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)
	S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)
	M+ Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)
	e	= Void ratio	Cc	= Compression Index
	Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm ² /sec)
	n	= Porosity (%)	Pp	= Coefficient of Consolidation (kPa)
	Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test
	W _c	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)
	γ_t	= Moisture density (kN/m ³)		
	γ_{sat}	= Saturated density (kN/m ³)		
	γ_d	= Dry density (kN/m ³)		
	C	= Cohesion direct shear (kPa)		
	C _d	= Drained cohesion triaxial test(kPa)		
	C _u	= Undrained cohesion triaxial test(kPa)		
	ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)		
	ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)		
	ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)		

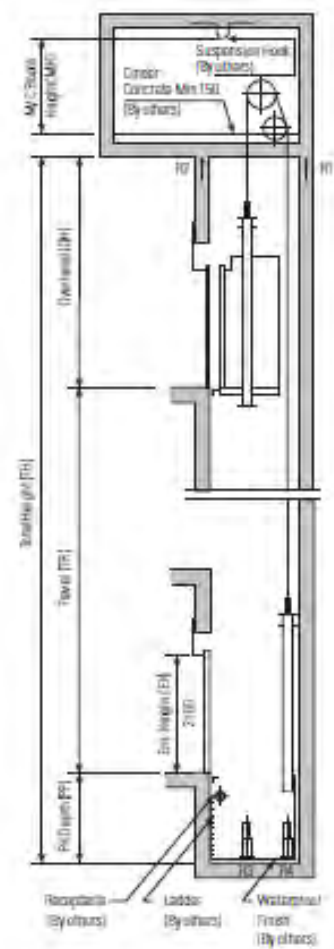
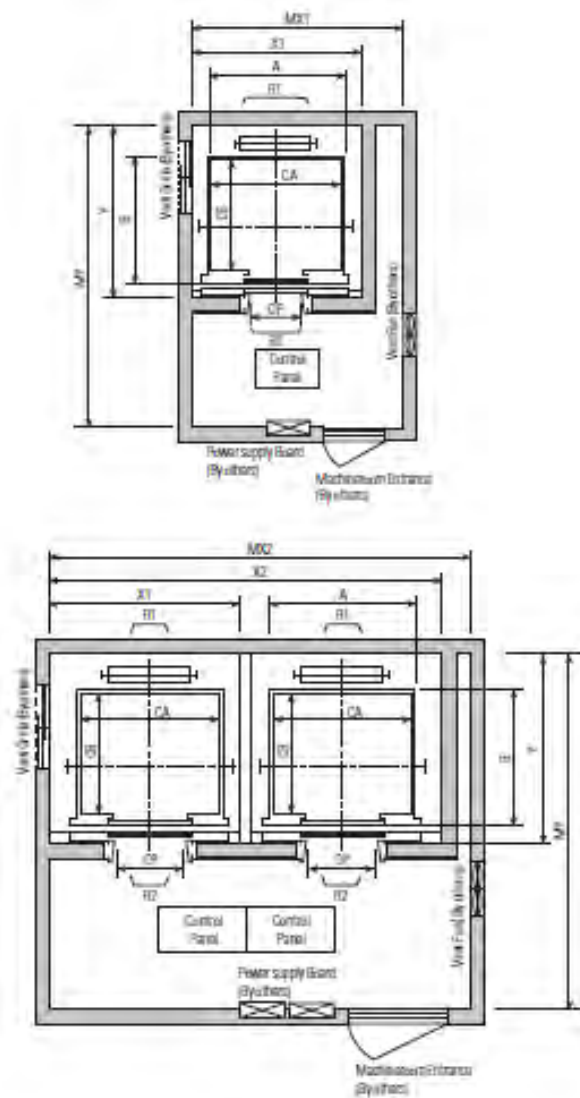
A cross-sectional diagram of a roof assembly. It shows a concrete slab on top, followed by a layer of insulation. Below the insulation is a metal deck with a series of longitudinal ribs. A drainage system is installed, consisting of a horizontal pipe with vertical downpipes that collect water from the ribs and discharge it through the side of the roof.

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			le	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	ln	Znc	Znt		10 mm perletakan	Perambahan per 10 mm	max	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	KN	10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Super Floor Deck* 0.75 MM		BENTANG TUNGKAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENYERUP DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT															
BEBAN BERGUNA SUPERIMPOSED LOAD KG/M ²		200	300	400	500	600	750	1000	200			300			400			500			600			700			1000										
TIANI PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM											
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.61	
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.01	
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.61	
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.01
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.91	
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	2.42	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.31	
	3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75			
	3.25	11	11	11	11	12	13	14	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12			
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51			
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	12	4.61	14	4.81					
	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17					
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53																					

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck**[®] DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48



Manufacturer Standard

(Unit: mm)

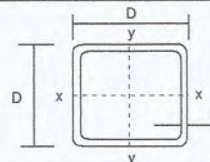
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
				OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY				
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	900		900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600
1.75	17	1150		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800				
	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000				
2.0	24	1600		1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300	8500	6800	13600	10400
					2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
	13	900		900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500
			15	1000	900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400
	17	1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700	
			1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650					
	2.5	20	1350	1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
24		1600	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400	
				2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800					

Mild Steel Plates

Metric units 7.85kg/mm m² - 0.7293 kg/mm ft²

Width x Length (ft)		4 x 8	4 x 16	5 x 10	5 x 20	6 x 20	8 x 20	10 x 30
Thickness	Weight	Weight / pc						
mm	kg/ft ²	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1.2	0.875	28.0	-	43.8	-	-	-	-
1.5	1.094	35.0	-	54.7	-	-	-	-
1.6	1.167	37.3	-	58.3	-	-	-	-
1.9	1.386	44.3	-	69.3	-	-	-	-
2.3	1.677	53.7	-	83.9	-	-	-	-
2.6	1.896	60.7	-	94.8	-	-	-	-
3	2.188	70.0	-	109	219	-	-	-
3.2	2.334	74.7	-	117	-	-	-	-
4.0	2.917	93.3	187	146	292	350	-	-
4.5	3.282	105	210	164	328	394	-	-
5	3.647	117	233	182	365	438	-	-
6	4.376	140	280	219	438	525	700	1313
6.35	4.631	148	296	232	463	556	741	1389
7.5	5.470	175	350	273	547	656	875	1641
8	5.834	187	373	292	583	700	934	1750
9	6.564	210	420	328	656	788	1050	1969
9.53	6.950	222	445	348	695	834	1112	2085
10	7.293	233	467	365	729	875	1167	2188
12	8.752	280	560	438	875	1050	1400	2625
12.7	9.262	296	593	463	926	1111	1482	2779
13	9.481	303	607	474	948	1138	1517	2844
14	10.21	327	653	511	1021	1225	1634	3063
15	10.94	350	700	547	1094	1313	1750	3282
16	11.67	373	747	583	1167	1400	1867	3501
18	13.13	420	840	656	1313	1575	2100	3938
19	13.86	443	887	693	1386	1663	2217	4157
20	14.59	467	934	729	1459	1750	2334	4376
21	15.32	490	980	766	1532	1838	2450	4595
22	16.04	513	1027	802	1604	1925	2567	4813
24	17.50	560	1120	875	1750	2100	2801	5251
25	18.23	583	1167	912	1823	2188	2917	5470
25.4	18.52	593	1186	926	1852	2223	2964	5557
28	20.42	653	1307	1021	2042	2450	3267	6126
29	21.15	677	1354	1057	2115	2538	3384	6345
30	21.88	700	1400	1094	2188	2625	3501	6564
32	23.34	747	1494	1167	2334	2801	3734	7001
35	25.53	817	1634	1277	2553	3064	4085	7659
36	26.25	840	1680	1313	2625	3151	4201	7876
38	27.71	887	1774	1386	2771	3326	4434	8314
40	29.17	934	1867	1459	2917	3501	4668	8752
44	32.09	1027	2054	1605	3209	3851	5134	9627
45	32.82	1050	2100	1641	3282	3938	5251	9846
50	36.47	1167	2334	1823	3647	4376	5834	10940
55	40.11	1284	2567	2006	4011	4813	6418	12033
57	41.57	1330	2660	2079	4157	4988	6651	12471
60	43.76	1400	2801	2188	4376	5251	7001	13127
63.5	46.31	1482	2964	2316	4631	5557	7410	13893
65	47.40	1517	3034	2370	4740	5689	7585	14221
70	51.05	1634	3267	2553	5105	6126	8168	15315
75	54.70	1750	3501	2735	5470	6564	8752	16409

Super Hot Columns



Submerged arc welded steel tubes

Designation	Mass	Area	Second	Radius	Elastic	Plastic	Torsional	Surface
Size	Thickness	Per	Of	Of	Modulus	Modulus	Constant	Area
D	t	Metre	Section	Gyration	Z	S	J	Per
D	t		A	I	r	Z	S	C
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

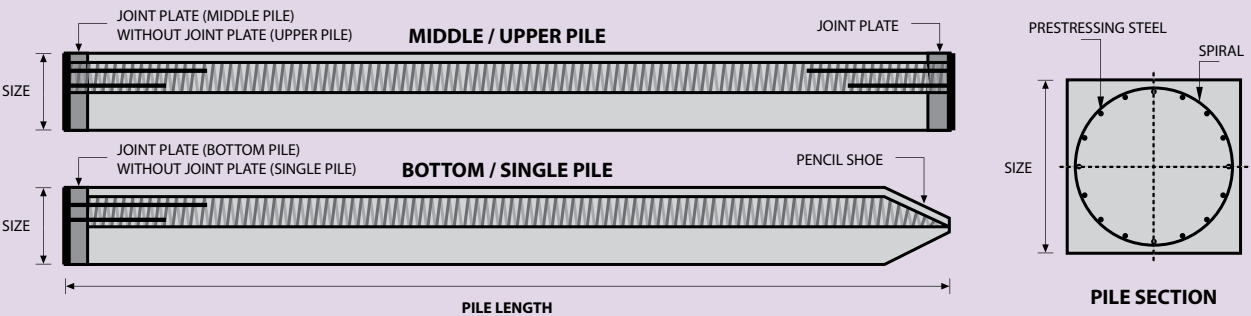
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

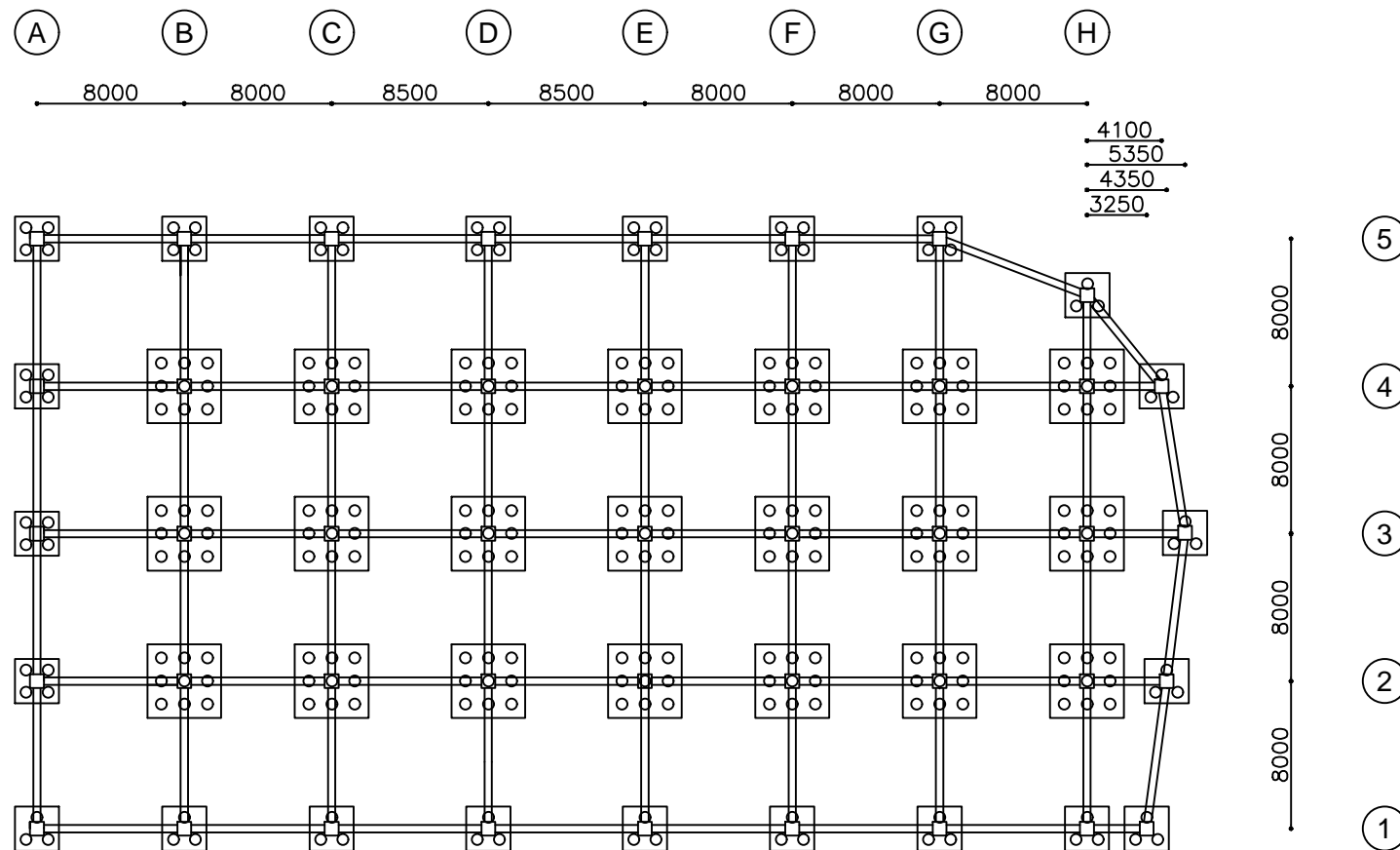
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES





Denah Pondasi
SKALA 1:400



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA GAMBAR

1 : 400

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY
NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
1	18



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI GROUND-5

SKALA GAMBAR

1 : 400

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY

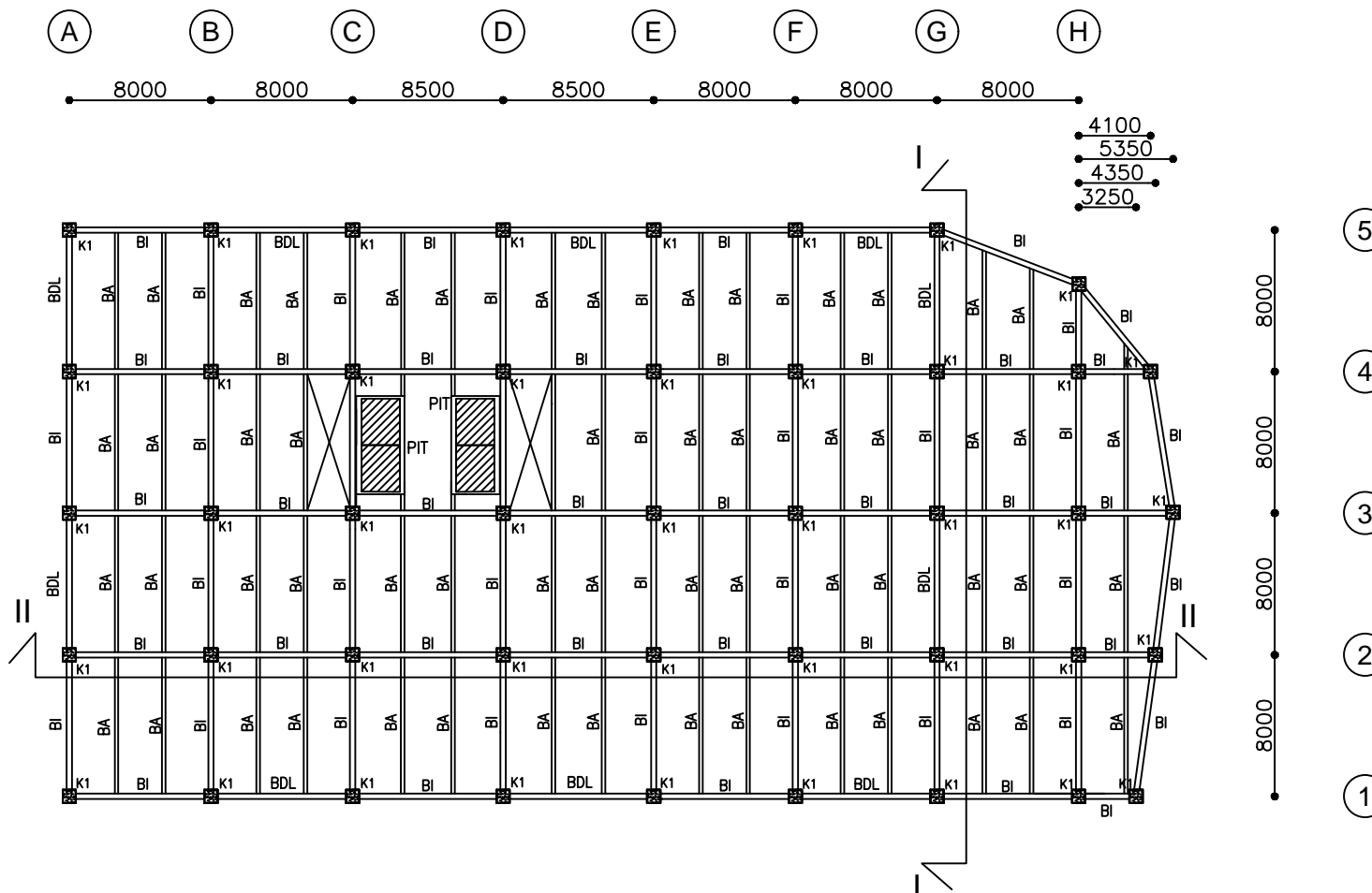
NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
----	--------

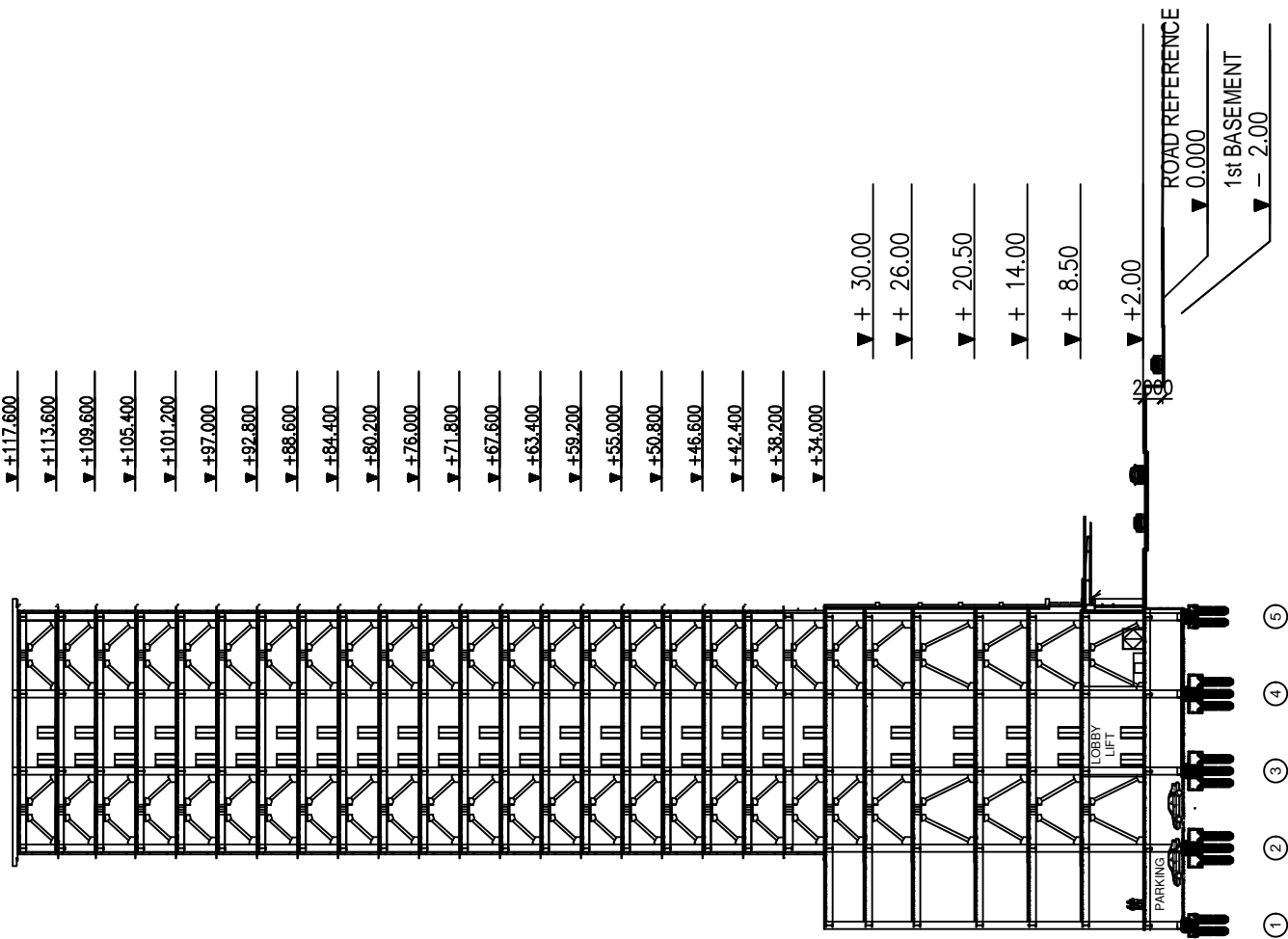
2

18



Denah Pembalokan Lantai Ground - 5
SKALA 1:400

DAFTAR PROFIL
BA = WF 400.200.8.13
BI = WF 600.300.14.23
BDL = WF 800.300.14.26
K1 = HSS 750.750.25.25



POTONGAN I - I
SKALA 1:750



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

POTONGAN I-I

SKALA GAMBAR

1 : 750

DOSEN PEMBIMBING

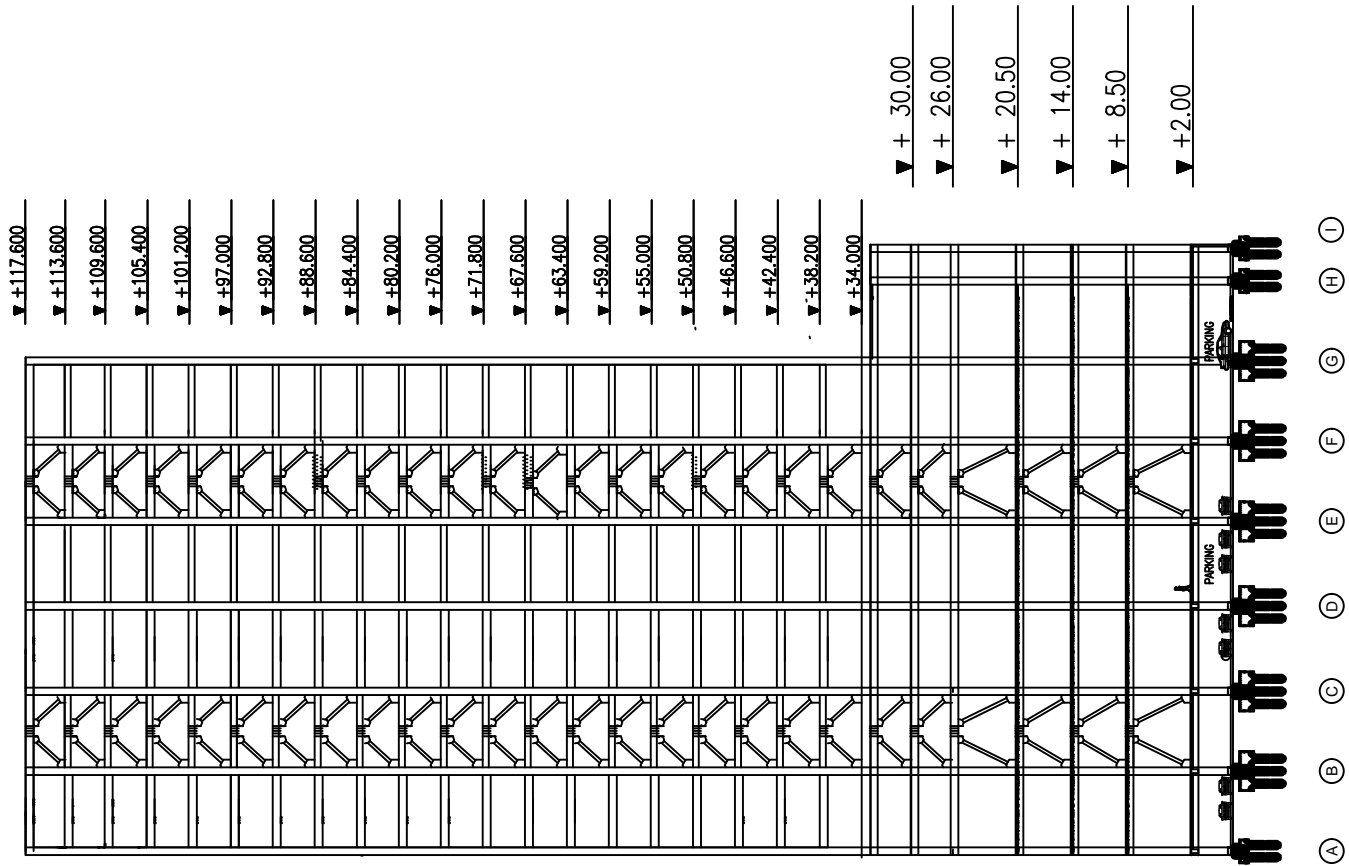
BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY
NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
4	18



POTONGAN II - II
SKALA 1:750



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

POTONGAN II-II

SKALA GAMBAR

1 : 750

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY
NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
5	18



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

DENAH TANGGA &
SAMBUNGAN BALOK
TUMPU TANGGA

SKALA GAMBAR

1 : 50

DOSEN PEMBIMBING

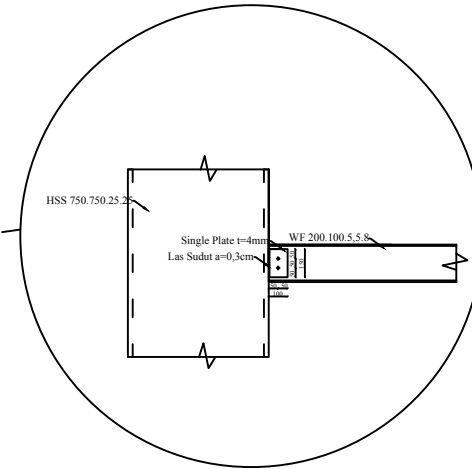
BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

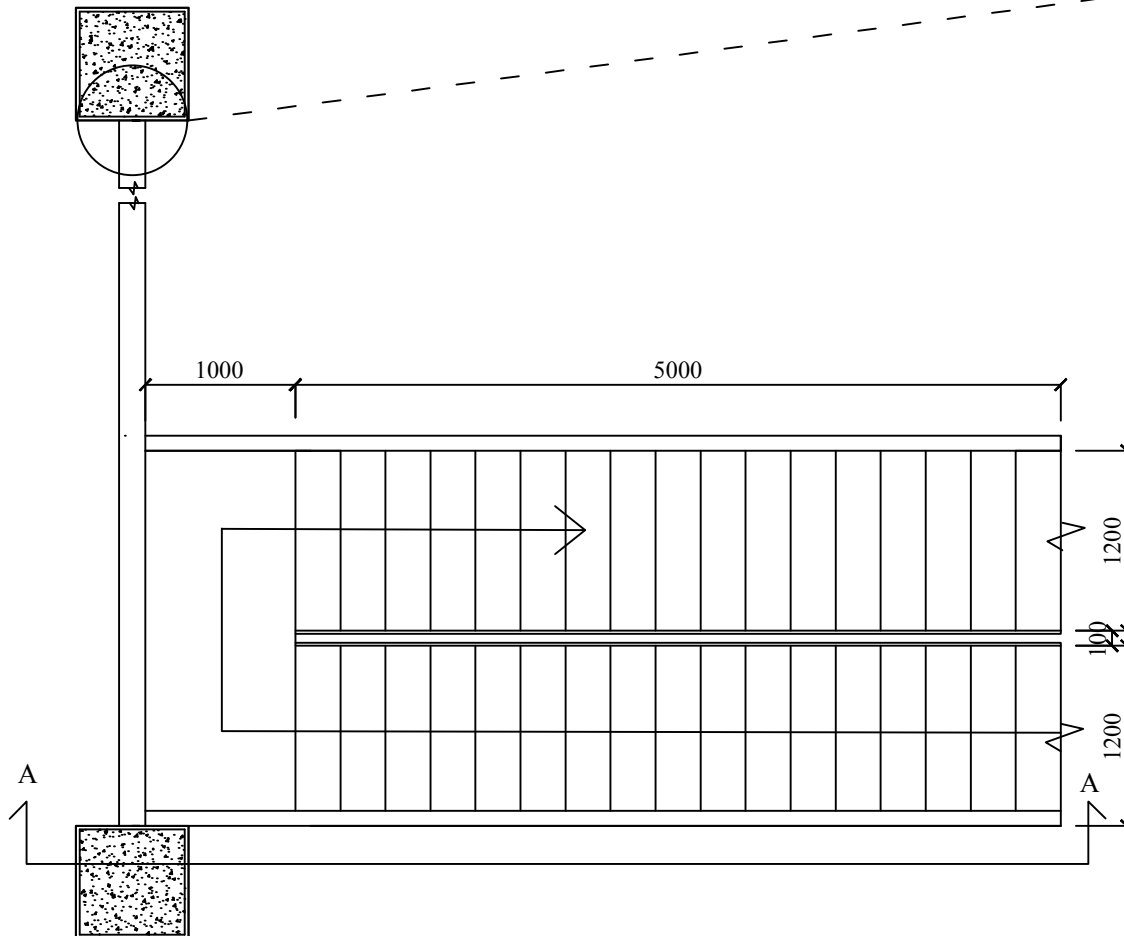
DENNY
NRP. 3113 100 052

CATATAN

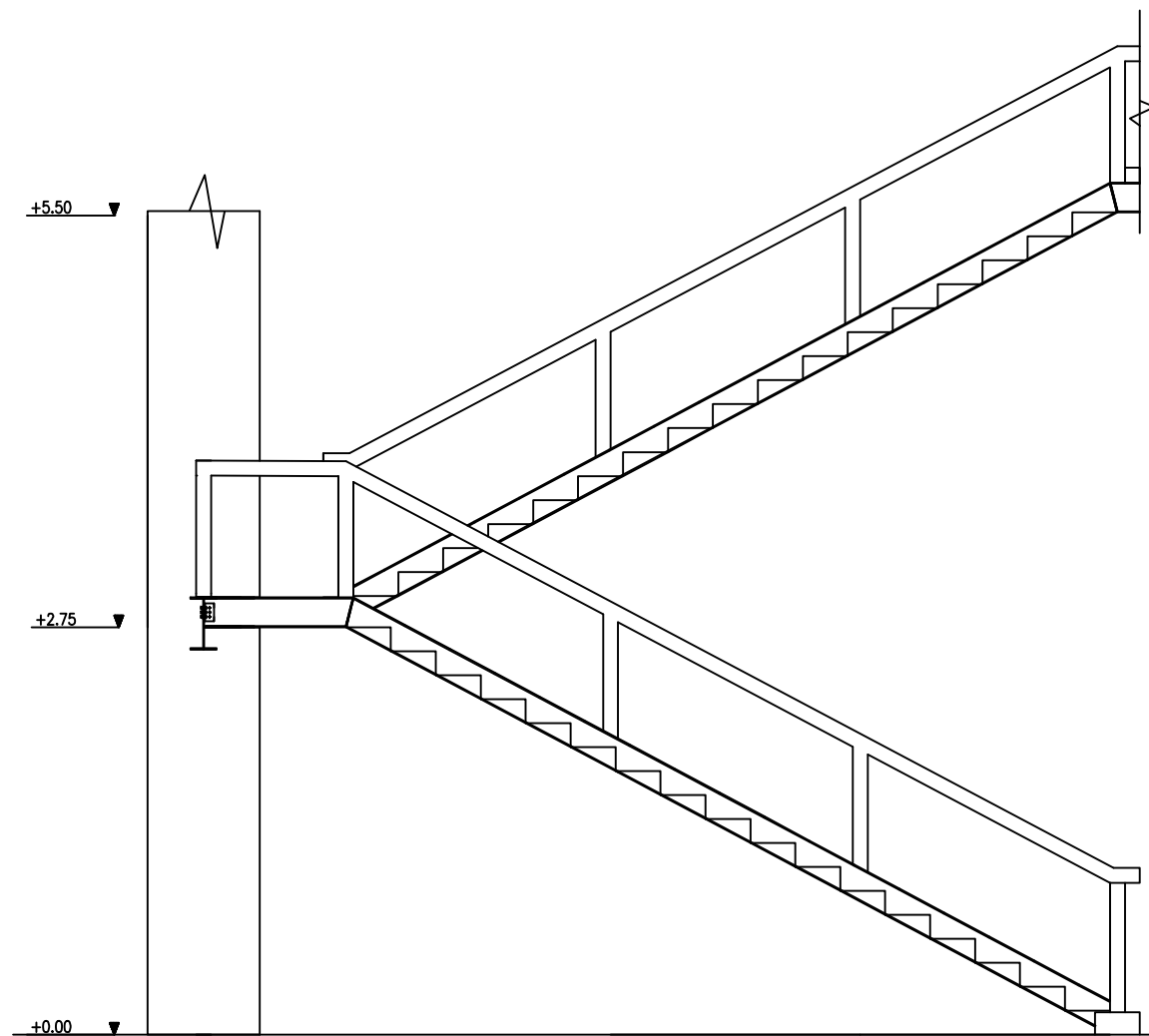
NO	JUMLAH
6	18



 **Sambungan Balok Tumpu Tangga & Kolom**
SKALA 1:40



 **Denah Tangga**
SKALA 1:50




 Potongan A-A Tangga
 SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
 PERENCANAAN
 STRUKTUR GEDUNG
 OFFICE ONE GALAXY
 DENGAN SISTEM
 RANGKA PENGAKU
 EKSENTRIS
 DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

POTONGAN A-A
TANGGA

SKALA GAMBAR

1 : 50

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
 S.T., M.T., Ph.D.
 Ir. R. SOEWARDOJO,
 M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY
 NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
7	18



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN
BALOK TANGGA

SKALA GAMBAR

1 : 10

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.

Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

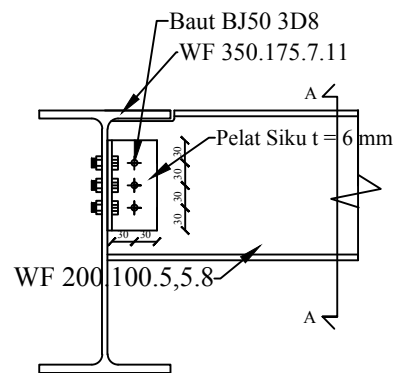
NAMA & NRP MAHASISWA


DENNY

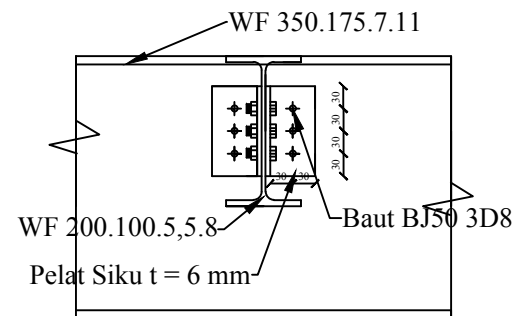
NRP. 3113 100 052


CATATAN

NO	JUMLAH
8	18



 **Sambungan Balok utama tangga & Balok tumpu Tangga**
SKALA 1:10



 **Potongan A-A Sambungan Balok Tangga**
SKALA 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAUKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK
ANAK & BALOK INDUK

SKALA GAMBAR

1 : 10

DOSEN PEMBIMBING

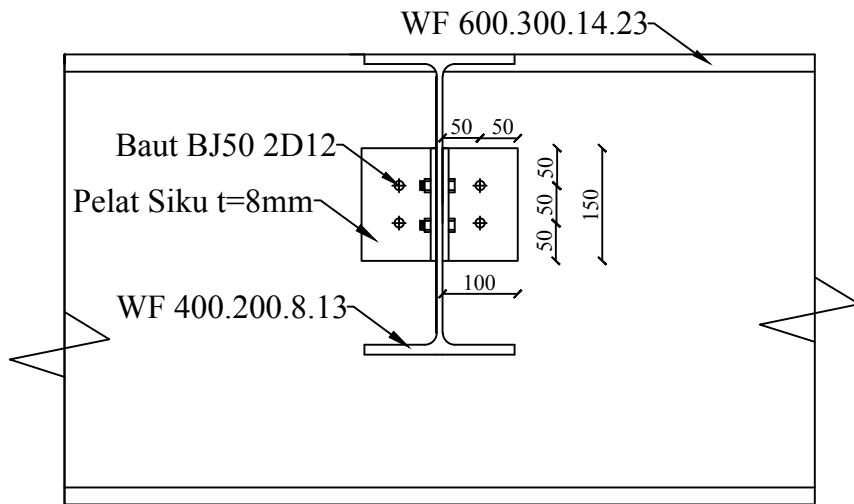
BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY
NRP. 3113 100 052

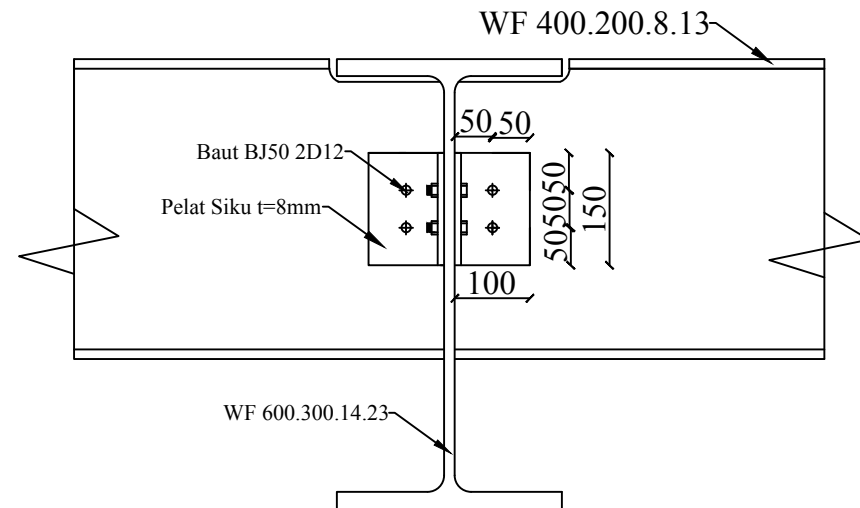
CATATAN

NO	JUMLAH
9	18



Sambungan Balok Anak ke Balok Induk

SKALA 1:10



Sambungan Balok Anak dan Balok Induk

SKALA 1:10



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN DILUAR
LINK X DAN KOLOM

SKALA GAMBAR

1 : 20

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.

Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

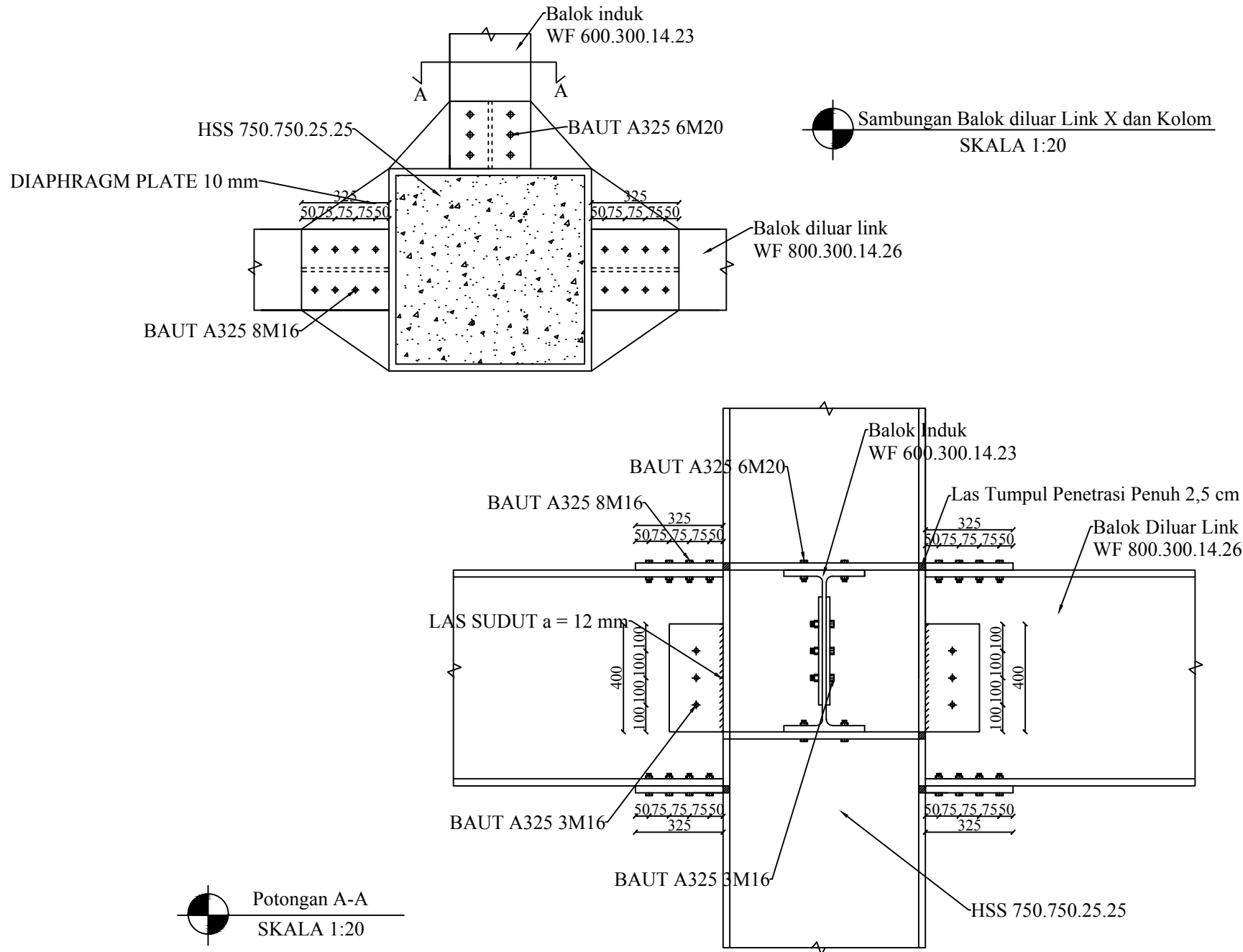
NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY

NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
10	18

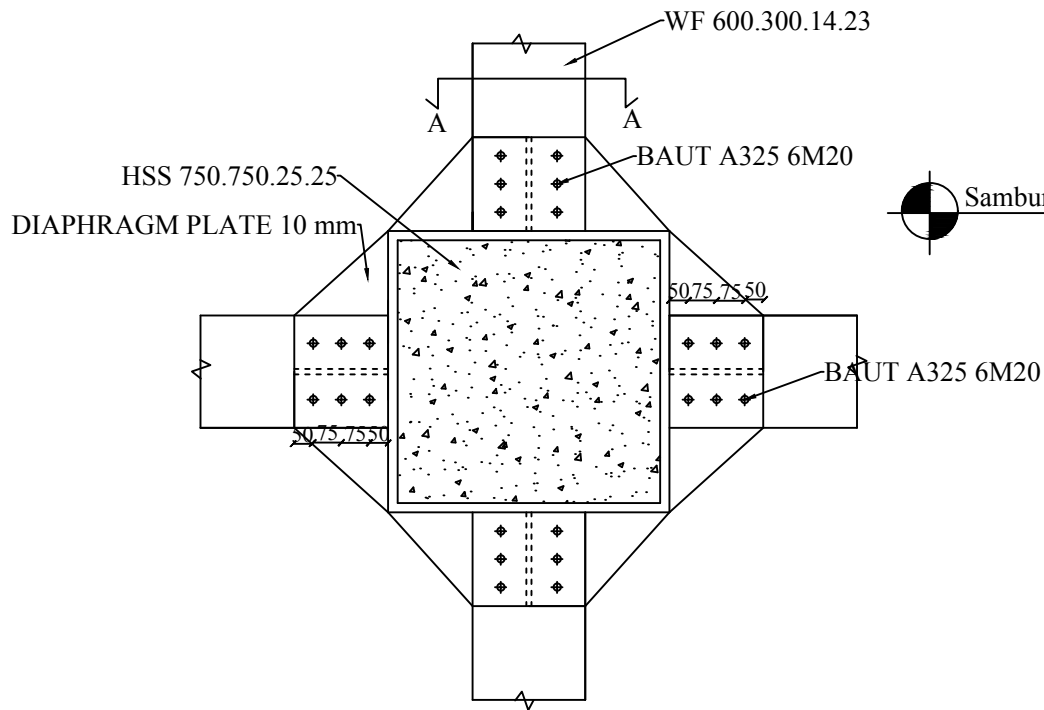





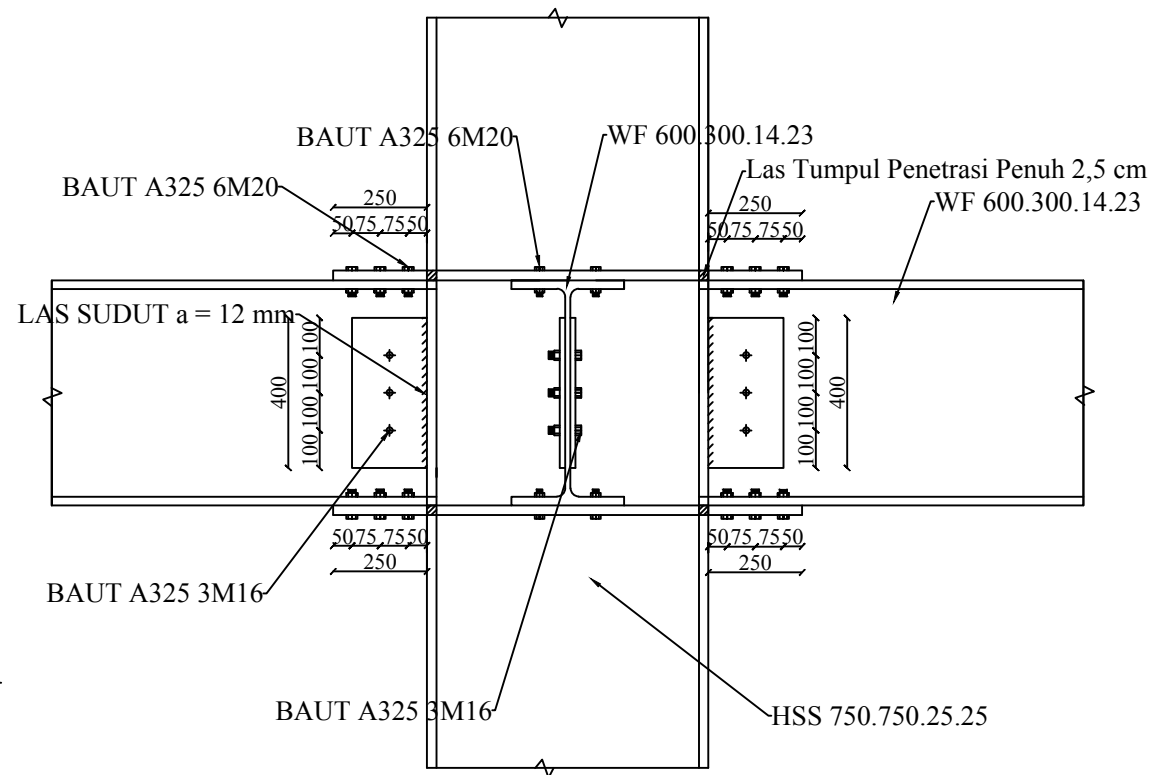
**MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA**


11	18
----	----

Sambungan Balok diluar Link Y dan Kolom
SKALA 1:20



 Sambungan Balok Induk dan Kolom
SKALA 1:20



 Potongan A-A
SKALA 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGANBALOK
INDUK DAN KOLOM

SKALA GAMBAR

1 : 20

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDJOJO,
M.Sc.

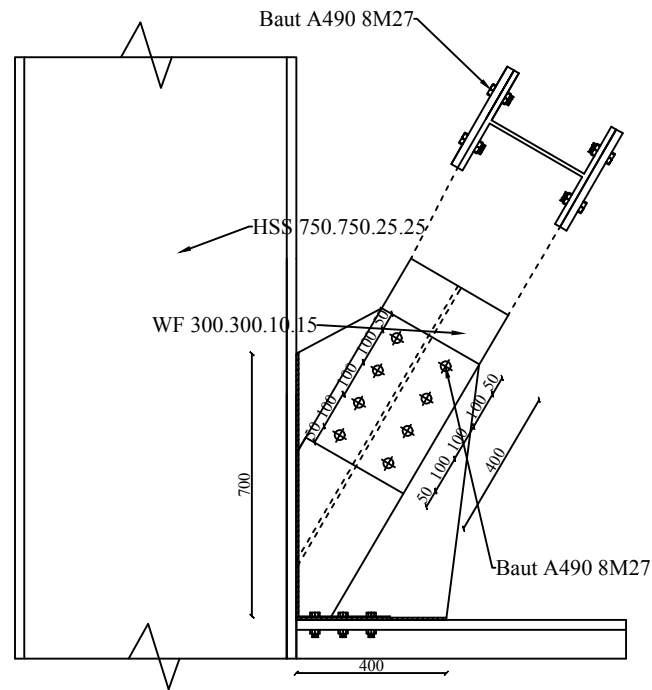
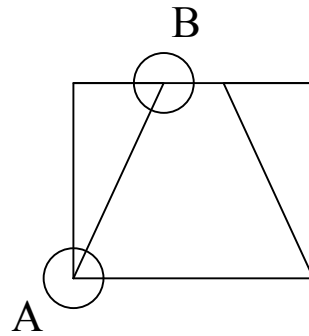
NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY

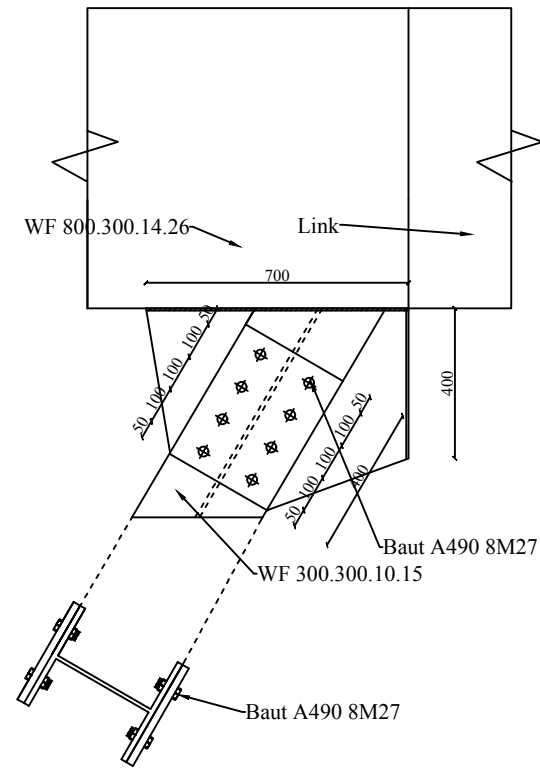
NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
12	18



 Sambungan Bresing Detail A
SKALA 1:20



 Sambungan Bresing Detail B
SKALA 1:20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN
BRESING

SKALA GAMBAR

1 : 20

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

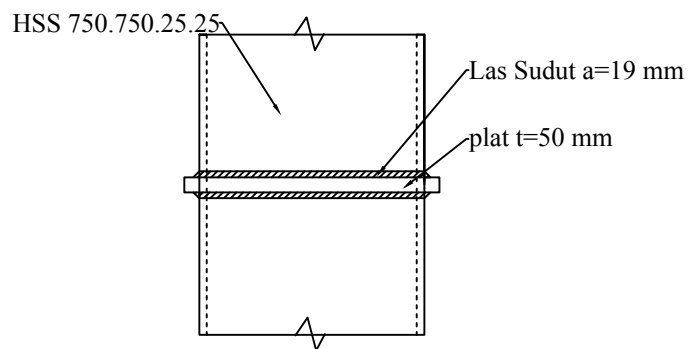
NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY

NRP. 3113 100 052

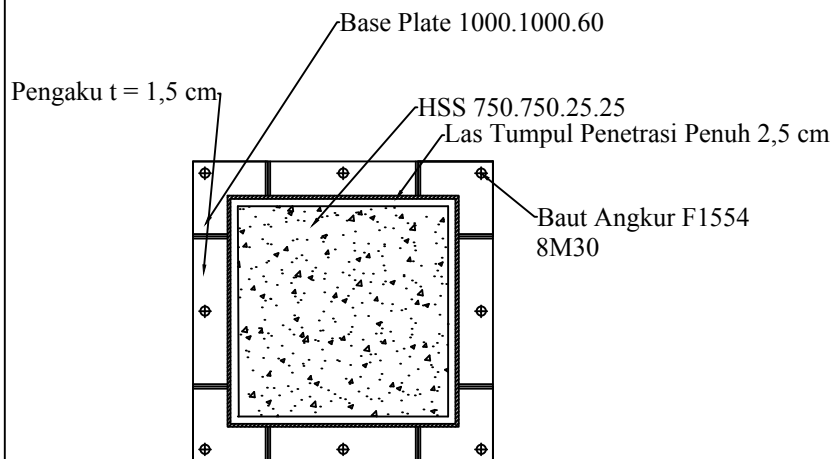
CATATAN

NO	JUMLAH
13	18



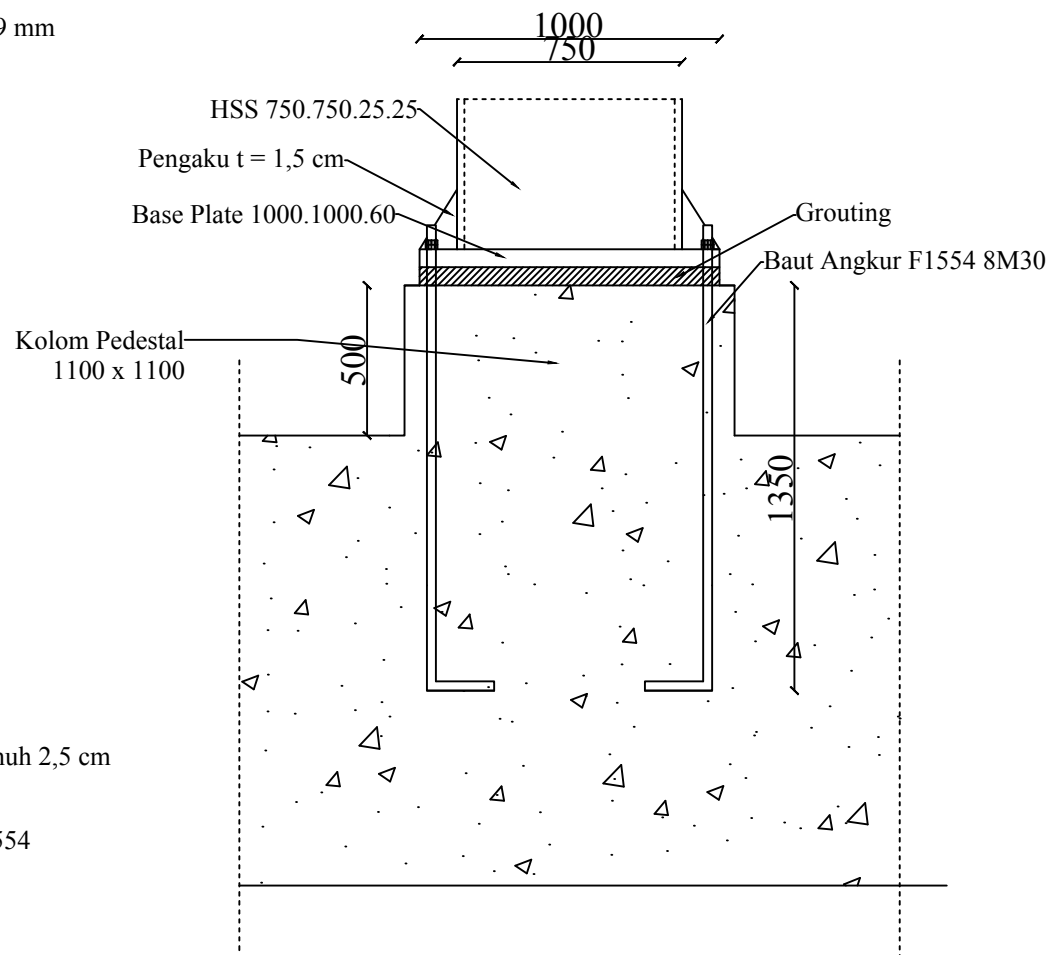
Detail Sambungan Antar Kolom

SKALA 1:25



Sambungan Base Plate Kolom

SKALA 1:25



Detail Base Plate Kolom

SKALA 1:25



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN ANTAR
KOLOM & BASE PLATE

SKALA GAMBAR

1 : 25

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.
Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

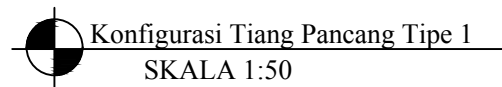
NAMA & NRP MAHASISWA

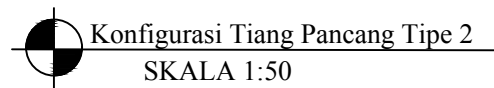
DENNY

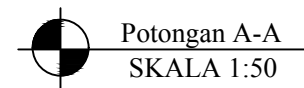
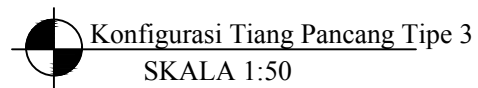
NRP. 3113 100 052

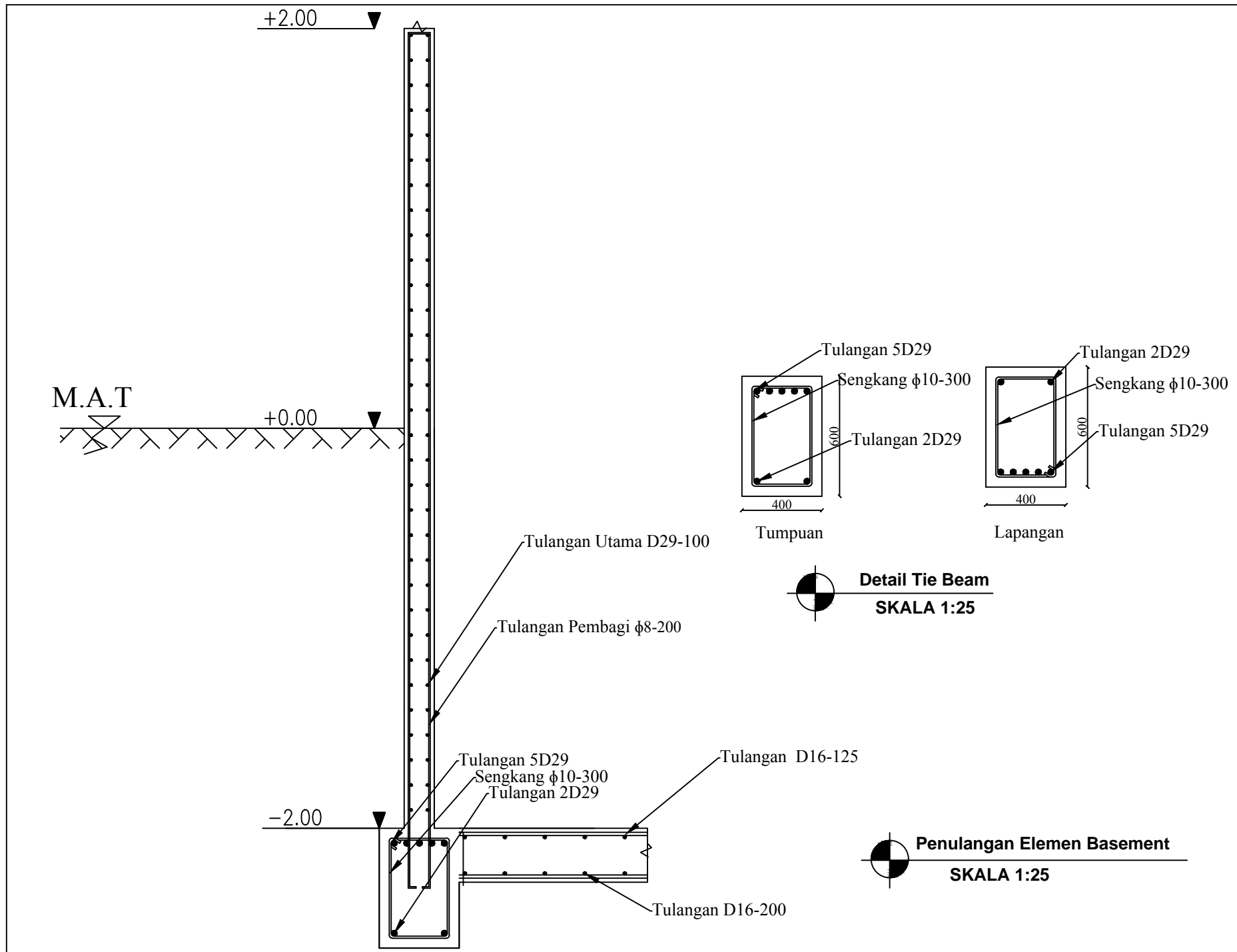
CATATAN

NO	JUMLAH
14	18









INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI
PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG
OFFICE ONE GALAXY
DENGAN SISTEM
RANGKA PENGAKU
EKSENTRIS
DI YOGYAKARTA

NAMA GAMBAR

PENULANGAN ELEMEN
BASEMENT DAN DETAIL
TIE BEAM

SKALA GAMBAR

1 : 25

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO,
S.T., M.T., Ph.D.

Ir. R. SOEWARDOJO,
M.Sc.

NAMA & NRP MAHASISWA

DENNY

NRP. 3113 100 052

CATATAN

NO	JUMLAH
18	18



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, S.T. M.T. P.D.
NAMA MAHASISWA	: DENNY
NRP	: 3113100052
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA
TANGGAL PROPOSAL	: 28 JUNI 2016
NO. SP-MMTA	: 047774 / IT2.3.I.1 / PP. 05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	16-9-2016	<ul style="list-style-type: none"> Bab 4 judul harus huruf besar semua Font gambar disamakan (times new roman) Margin atas halaman diperbaiki tebal plat bondex 0,75 mm K-225 tidak usah ditulis satuan tulangan polos mutu 480 (wire mesh) semua tulisan harus masuk ke dalam margin perencanaan balok anak kondisi ekstrim 	<ul style="list-style-type: none"> tabel dibenarkan margin dibenarkan penulisan tulangan dibenarkan Perencanaan balok anak ^{auto-cad} dimasukkan beban dinding Perencanaan balok lift 	JSR
2	30-9-2016	<ul style="list-style-type: none"> Font gambar kebesaran (TMR II) tulangan kearah gambar dihitomi tebal plat = 3 mm Corrugated separuh bondex decking 20 mm 	<ul style="list-style-type: none"> Menyelesaikan struktur tangga Pembebanan struktur 	JSR
3	12-10-2016	<ul style="list-style-type: none"> Gaya dalam tangga menggunakan SAP Pemodelan struktur bisa dari autocad ke etabs / SAP 	<ul style="list-style-type: none"> Mengganti gaya dalam tangga Pemodelan struktur 	JSR
4	7-11-2016	<ul style="list-style-type: none"> Pemodelan ETABS OK 	<ul style="list-style-type: none"> Kontrol partisipasi massa Kontrol waktu getar kontrol RS kontrol simpangan struktur primer 	JSR
5	28-11-2016	<ul style="list-style-type: none"> Bracing sendi rol → ok Balok di luar link → Momen 	<ul style="list-style-type: none"> Struktur primer Sambungan 	JSR



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	:	BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.
NAMA MAHASISWA	:	DENNY
NRP	:	3113100052
JUDUL TUGAS AKHIR	:	MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA
TANGGAL PROPOSAL	:	28 JUNI 2016
NO. SP-MMTA	:	047774 / IT2.3.I.1 / PP.09.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6	6-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - kontrol interaksi kolom dibenarkan - Bidang M tangga dipecah - Bidang V tangga dipecah - Bidang N tangga dipecah 	<ul style="list-style-type: none"> - Sambungan + gambar - Bangunan bawah 	JKR
7	9-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - sambungan balok induk menggunakan diaphragm plate - sambungan bracing menggunakan baut 	<ul style="list-style-type: none"> - Sambungan - Bangunan bawah 	JKR
8	13-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - Jumlah baut terlalu banyak - Momen ETABS masih kurang tepat (combo gempa) - Primer menggunakan combo 1 E - Primer + sambungan dibenarkan 	<ul style="list-style-type: none"> - primer → perbaikan - Sambungan - Bangunan bawah 	JKR
9	16-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - Penampang angkur dibenarkan - Baut angkur diperbesar - Tullison gambar diperkecil - Sambungan → ETABS 	<ul style="list-style-type: none"> - lampiran - Bangunan bawah 	JKR



LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04

rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. R. SOEWARDOJO, M.Sc.
NAMA MAHASISWA	: DENNY
NRP	: 3113100052
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAKU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA
TANGGAL PROPOSAL	: 28 JUNI 2016
NO. SP-MMTA	: 047774 / IT 2.3.I.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	16-9-2016	<ul style="list-style-type: none"> Balok anak dihitung komposit atau tidak? Mutu beton pelat dapat lebih tinggi apabila komposit spasi tulangan plat dicek lagi tebal bordes 0,75 mm Mutu tulangan disesuaikan brosur 	<ul style="list-style-type: none"> Berhitungan balok anak perhitungan balok lift 	
2	30-9-2016	<ul style="list-style-type: none"> Balok penggantung lift diperjelas gambarnya (disesuaikan brosur) pembebanan mengikuti Bordes dipasang tiga balok Balok penumpu tangga diteruskan ke kolom 	<ul style="list-style-type: none"> Menyelesaikan struktur tangga Pembebanan struktur 	
3	14-10-2016	<ul style="list-style-type: none"> Balok utama tangga sendi rol / sendi - sendi diskusikan Balok kantilever didesain sesuai beban 	<ul style="list-style-type: none"> Pemodelan struktur Bidang tangga 	
4	31-10-2016	<ul style="list-style-type: none"> Pit lift digambar (di bagian terbawah) Gambar basement menyesuaikan posisi kolom diatasnya Perhitungan pembebanan di cek lagi Preliminary design dicek manual 	<ul style="list-style-type: none"> kontrol pemodelan struktur 	
5	25-11-2016	<ul style="list-style-type: none"> Gaya Geser Lantai Dasar besar kontrol Bab 5.0k 	<ul style="list-style-type: none"> Struktur primer Sambungan 	



LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284

Form AK/TA-04
rev01



NAMA PEMBIMBING	: Ir. R. SOEWARDOSO, M.Sc.
NAMA MAHASISWA	: DENNY
NRP	: 3113100052
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG OFFICE ONE GALAXY DENGAN SISTEM RANGKA PENGAU EKSENTRIS DI YOGYAKARTA
TANGGAL PROPOSAL	: 28 JUNI 2016
NO. SP-MMTA	: 047774 / IT 2.3 - I.1 / PP. DS. 02. 00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6	9-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - Sambahan balok induk lebih baik diafragma plate - Sambahan bracing bisalas dan kawat - Bab 6 struktur primer ok! 	<ul style="list-style-type: none"> - sambungan - pondasi 	
7	16-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan sambungan lebih baik Momen kapasitas penampang - Perhitungan sambungan diperbaiki geser - gambar dari dua sisi 	<ul style="list-style-type: none"> - Sambungan 	
8	19-12-2016	<ul style="list-style-type: none"> - Balok utama tangga → Beton - Balok tumpu tangga → bidang beban diperbaiki - Sambahan balok tangga - Basement 	<ul style="list-style-type: none"> - perbaikan bab 4 - bangunan bawah 	

BIODATA PENULIS



DENNY

Lahir di Surabaya pada tanggal 7 Juni 1995. Penulis merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Kristen Petra 1 Surabaya (2001-2007), SMP Kristen Petra 3 Surabaya (2007-2010), SMA Kristen Petra 2 Surabaya (2010-2013), dan pada tahun 2013 Penulis melanjutkan pendidikan Sarjana di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh

Nopember Surabaya dengan NRP 3113 100 052. Penulis mengambil bidang studi struktur dengan judul tugas akhir **“Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Office One Galaxy Dengan Rangka Pengaku Eksentris Di Yogyakarta”**.

Contact Person:

Email : dennykoesoemo@gmail.com